



EESTI MAAÜLIKOOL
Metsandus- ja maaehitusinstituut

Jaanus Saarepuu

RAUDBETOONIST VAHELAE RENOVEERIMINE
RENOVATION OF REINFORCED CONCRETE CEILING

Magistritöö
Maaehituse õppekava

Juhendaja: prof. Jaan Miljan

Tartu 2019



Eesti Maaülikool Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Magistritöö lühikokkuvõte	
Autor: Jaanus Saarepuu		Õppekava: Maaehitus (382)	
Pealkiri: Raudbetoonist vahelae renoveerimine			
Lehekülgi: 66	Jooniseid: 37	Tabeleid: 10	Lisasid: 8
Osakond / Õppetool:		Maaehituse ja veemajanduse õppetool	
ETIS-e teadusvaldkond ja CERC S-i kood:		Tsiviilehitus, T220	
Juhendaja:		Prof. Jaan Miljan	
Kaitsmiskoht ja -aasta:		Tartu, 2019	
<p>Käesolevas magistritöös uuriti Tartus Pargi tn 10 esimese korruse vahelae renoveerimisvõimalusi. Hoone oli kasutusel saun-pesumajana peaaegu sada aastat. Uue kasutusfunktsiooni andmisel ja kasutusea pikendamiseks uuriti olemasoleva vahelae säilitamise võimalust. Töö eesmärk oli hinnata esimese korruse vahelae kandevõimet ja määrata materjalide omadused. Vahelae kandevõime kontrollimiseks tehti kohapeal kahe vahelae osa koormuskatsed ja määrati betooni tugevusnäitajad.</p> <p>Vahelae betooni tugevus määrati betoonkärnide purustaval survekatsetel. Betooni survetugevus oli vahelae tüüp 1 puhul C16/20 ja teiste tüüpidel C12/15. Tihedus oli 2141...2224 kg/m³ vahel.</p> <p>Vahelae terastalade katselisel koormamisel mõõdetud vertikaalsiirete põhjal analüüsiti vahelaetalade tööskeemi ja võrreldi katsetulemusi arvutustel saadutega. Terastalade läbipaine oli väiksem arvutustega saadud tulemustest, mis näitas, terastalade ja betoonplaadi koostööd.</p> <p>Vahelae tugevdamiseks arvutati kaks erinevat tugevduslahendust. Tehtud arvutused näitasid, et olemasolevat vahelage tugevdades on võimalik vahelae kasutust pikendada.</p>			
Märksõnad: survekatse, koormuskatse, kandevõime, terastaladel vahelagi			

Estonian University of Life Sciences Kreutzwaldi 1, Tartu 51014		Abstract of Master's Thesis	
Author: Jaanus Saarepuu		Specialty: Civil Engineering (Rural Building), 382	
Title: Renovation of reinforced concrete ceiling			
Pages: 66	Figures: 37	Tables: 10	Appendixes: 8
Department / Chair:		Rural Buildings and Water Management	
Field of research and (CERC S) code:		Civil Engineering, T220	
Supervisors:		Prof. Jaan Miljan	
Place and date:		Tartu, 2019	
<p>In this Master's Thesis renovation possibilities of the first floors intermediate ceiling were examined in Tartu city, at Pargi Street 10. The building had been used as a sauna and as a laundry for about a hundred years. The purpose of this work was to assess the load bearing capacity of the first-floor intermediate ceiling and to define the properties of the materials used. Two load tests were carried out on the spot in order to check the load bearing capacity of the intermediate ceiling, as well as the features of the concrete were identified.</p> <p>The load bearing capacity of the intermediate ceiling was determined by the concrete crushing pressure tests. In the case of Type 1 intermediate ceiling the compressive strength of the concrete was C16/20, and in other cases C12/15. The density was between 2141...2224 kg/m³.</p> <p>On the basis of the experimental load testing carried out on the steel beams deflections, an analysis of the intermediate beams working scheme was inspected, and the results were compared to the calculations. The actual deflections of the steel beams were less compared to the earlier calculations that determine the cooperation between the steel beams and the concrete boards.</p> <p>There were two different solutions to strengthening the intermediate ceiling. The calculations showed that by strengthening the existing intermediate ceiling it is possible to extend the use of it.</p>			
Keywords: loadbearing structure, designing solutions, bearing capacity, ceiling in steel beams			

SISUKORD

SISSEJUHATUS	6
1. HOONE TUTVUSTUS JA OLEMASOLEVATE VAHELAGEDE KIRJELDUS	8
1.1 Hoone ajalugu	8
1.2 Vahelagede kirjeldus.....	9
1.2.1 Vahelae tüüp 1	10
1.2.2 Vahelae tüüp 2.....	12
1.2.3 Vahelae tüüp 3.....	13
1.2.4 Vahelae tüüp 4.....	14
2. VAHELAE BETOONI SURVETUGEVUSE MÄÄRAMISE METOODIKA JA TULEMUSED	16
2.1 Betoonist katsekehade puurimine ja ettevalmistamine	16
2.2 Betooni karboniseerumise mõõtmine	19
2.3 Betoonkärnide survekatsed	19
2.4 Betooni tiheduse mõõtmine	22
2.5 Betooni normtugevuse määramine kärnide katse tulemuste alusel	25
2.5.1 Meetod A.....	25
2.5.2 Meetod B	25
2.6 Betooni tugevuse tulemuste analüüs.....	26
3. TERASTALADEL VAHELAE KOORMAMISKATSED	28
3.1 Terastalade koormuskatse meetoodika	28
3.2 Terastaladel vahelae koormamine.....	31
3.2.1 Terastalade koormuskatse nr 1	31
3.2.2 Koormuskatse nr 2 läbiviimine	34
3.3 Katsetulemuste analüüs.....	36
3.4 Terastalade ristlõike parameetrite pisteline kontroll.....	39
4. VAHELAE TERASTALADE KANDEVÕIME ARVUTUSED JA TULEMUSTE VÕRDLEMINE KATSETULEMUSTEGA	40
4.1 Vahelae terastalade kandevõime arvutusmetoodika	40
4.1.1 Terastala profiili INP200 andmed	40
4.1.2 Terastalade ristlõikeklassi määramine	40
4.1.3 Ristlõike plastne põikjõu kandevõime kontroll.....	41
4.1.4 Tala seina nihkestabiilsuse kontroll	42
4.1.5 Paindekandevõime kontroll.....	42
4.1.6 Läbipainde kontroll	42
4.2 Terastala arvutusliku maksimaalse läbipainde leidmine.....	43
4.3 Arvutustulemuste võrdlemine katsetulemustega	44

5. ETTEPANEKUD VAHELAE TUGEVDAMISEKS RENOVEERIMISEL.....	48
5.1 Vahelae kasutamise võimalused	48
5.2 Vahelae tugevdamise kontrollarvutused	49
5.2.1 Lähteandmed ja tingimused	49
5.2.2 Kasuskoormus	50
5.2.2 Omakaalukoormused.....	50
5.2.3 Koormuskombinatsioonid	51
5.2.4 Vahelae terastaladele mõjuvad koormused	51
5.2.5 Olemasoleva terastala kontrollarvutus paindele ja lõikele uue koormusega.....	51
5.3 Terastala ja projekteeritava betoonplaadi töötamine komposiitkonstruktsioonina...	52
5.3.1 Sisejõudude leidmine	53
5.3.1 Paindekandevõime kontrollimine.....	53
5.3.2 Põikjõukandevõime kontrollimine	55
5.3.3 Läbipainde kontrollimine	55
5.3.4 Nihke tüübel	57
5.4 Terastala arvutusskeemi muutmine jätkuvtalaks	59
5.4.1 Terastala arvutusskeemid	59
5.4.2 Arvutustulemused.....	61
KOKKUVÕTE	63
Kasutatud kirjandus	65
Lisad	67
Lisa 2.....	70
Lisa 3.....	72
Lisa 4.....	75
Lisa 5.....	79
Lisa 6.....	82
Lisa 7.....	85
Lisa 8.....	93

SISSEJUHATUS

Hoonete renoveerimine on ehitusvaldkonnas alati aktuaalne teema olnud, kuna hoonetel on omadus ajas amortiseeruda nii füüsiliselt kui ka moraalselt, näiteks kasutusotstarbe järgi. Renoveerimise abil võimaldatakse ehitise elueal pikeneda. Tänavapildis on endiselt maju, mis on jõudnud oma elukaare lõppu, kus algsed konstruktsioonid on erinevate füüsikaliste ja keemiliste protsesside tõttu kahjustunud. Samas soovitakse nimetatud hooneid säilitada või muuta hoone kasutusotstarvet, mis tingib väiksemas või suuremas mahus ümberehitustööde teostamise vajaduse. Planeerides vanade hoonete ümberehitust kerkib rida ehituslikke probleeme ja küsimusi, millele püütakse lahendusi leida, arvestades renoveerimistöödeks kuluvat aega ja materiaalseid ressursse, samuti pole vähetähtis hoonete vanaaegse ilme säilitamine. Ajaloolise väärtusega hoonete säilimist peetakse oluliseks linnapildi rikastamise ja kultuuripärandi seisukohast. Vanade ehitiste renoveerimistööde planeerimisel selgitatakse välja, milline on hoonete üldine seis ning millises mahus olemasolevaid konstruktsioone on võimalik ning mõistlik edasi kasutada. Vana hoone konstruktsioonide kandevõime uurimine võivad luua võimaluse olemasolevate konstruktsioonide säilitamiseks.

Käesoleva magistritöö eesmärk oli hinnata renoveerimistööde käigus vana hoone esimese korruse vahelae kandevõimet ja määrata materjalide omadused. Magistritöö raames valiti uuritavaks objektiks Tartu linnas Pargi tänaval 10 asuv saja-aastane hoone, mis kunagi oli ehitatud saun-pesumaja eesmärgil. Hoone ei ole kantud kultuurimälestiste nimekirja, kuid sel on oma ajalugu ning kasutuse poolest on tal Tartu inimeste mälestustes kindel koht. Nimetatud hoonet sooviti renoveerida ning ümber ehitada büroo- ja kortermajaks. Hoone renoveerimisel peeti oluliseks vahelagede säilitamist, mis tingis vahelagede kandevõime hindamise vajalikkuse ning lahenduste leidmise olemasoleva lae konstruktsiooni tugevdamiseks.

Käesoleva töö eesmärgi täitmiseks püstitati uurimisülesanded:

- määrata kindlaks vahelae konstruktsiooni tüübid
- hinnata vahelae kandevõimet koormuskatsetega
- leida vahelae tööskeem ja määrata betooni omadused
- kontrollida arvutuskäikudega vahelae konstruktsiooni tugevust ja kontrollida mõningaid tugevduslahendusi

Magistritöö on jaotatud viieks osaks. Töö esimeses osas antakse ülevaade hoone ajaloost ja kirjeldatakse detailselt erinevaid vahelagede tüüpe, mis hoone ehitustööde käigus välja tulid. Töö teises osas kirjeldatakse vahelae betoonosa uurimist. Uurimise käigus koostatakse puursüdamike võtmise plaan, mõõdetakse betooni karboniseerumist ja tihedust. Puursüdamikest tehakse vajaliku kõrgusega betoonkärnid, mida katsetatakse survemasinal. Saadud tulemustest leitakse konstruktsioonis oleva betooni tugevusklass. Töö kolmandas osas tehakse kaks koormuskatset olemasolevale vahelaele, mille käigus igal koormusastmel mõõdetakse talade vertikaalsiirdeid. Katsetatava vahelae osa olid erinevate korrosioonikahjustustega. Koormuskatest saadud tulemusi võrreldakse omavahel. Töö neljandas osas arvutatakse talade vertikaalsiirdeid ja võrreldakse tala läbipainete epüüre, mille käigus leitakse talade tegelik tööskeem. Viiendas osas arvutatakse renoveeritava vahelae kahte tugevduslahendust, kus üks on tööskeemi mitte muutev komposiittala arvutus ja teine on olemasoleva terastala muutmisel jätkuvtalaks.

Käesoleva töös olnud koormuskatsed toimusid 2017 aasta augustis ja betooni purustavad survekatsed 2018 aasta märtsis.

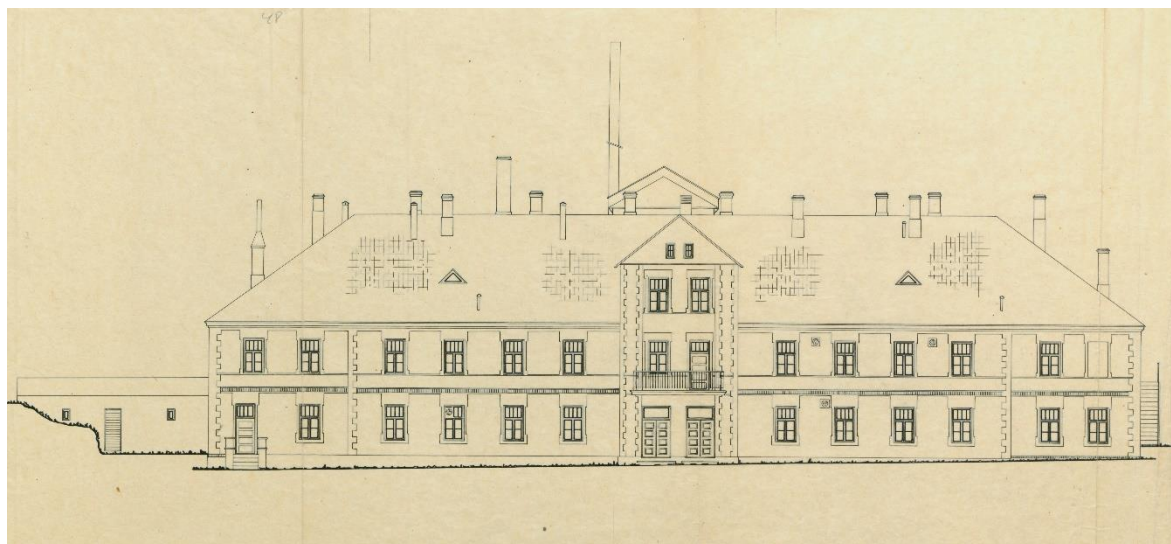
Töö koostamisel on kasutatud erinevaid programme: jooniste tegemiseks *Autodesk Autocad 2019*, arvutusteks *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018* ja tabelite koostamiseks *Microsoft Excel 2016*.

1. HOONE TUTVUSTUS JA OLEMASOLEVATE VAHELAGEDE KIRJELDUS

1.1 Hoone ajalugu

Käesoleva töö raames uuritav hoone Pargi tänaval ehitati huvitava ajalooaga Karlova mõisa maadele. Tuginedes arhiivianalüüsile on võimalik väita, et hoone oli rajatud saunpesumajaks. Antud hoone kuulus Karlova mõisa kompleksi. Karlova mõisa maad, mis kuulusid Tähtvere mõisa alla, omandas 1793. aastal Karl von Krüdner, kellest sai Karlova mõisa rajaja. Edasi liikus nimetatud mõis Karl von Krüdneri pojale Otto von Krüdneri kätte ja seejärel läks mõis 1828. a vene kirjaniku ja literaadi Thaddeus (Faddei) Bulgarini omandisse [1]. Mõis võõrandati 1919. a riigi omandisse [2].

20. sajandi alguses hakati Karlova mõisa omaniku V. Bulgarin poolt mõisamaadest välja andma ehituskrunte. 1905. a alustati mõisamaa kruntideks jagamist ja linnaosa planeerimisega. Toona oli antud linnaosa planeerimisest huvitatud peamiselt linnavõim. Karlova linnaosa liideti Tartu linnaga 1916. a. Kuni tolle ajani tehti projekte ja ehitustöid kohalike ehitusmeistrite poolt [3].



Joonis 1.1. Pargi tn. 10 saun-pesumaja (mõõdistusjoonis 1950. a O. Karro).

Käesoleva töö autoril ei õnnestunud sauna täpset ehitusaastat leida. Arhiivimaterjalide järgi on hoone ehitusajaks märgitud 20. sajandi algus. Hoone oli kahekorruseline, osalise katusekorrusega, keldrita kiviehitus. Arhiivianalüüsis on viited, et juba tsaariaja lõpust kasutati hoonet saunana [4].

1939.a valmis arhitekt Nikolai Kusmini poolt antud hoonele siseruumide rekonstrueerimisprojekt. Tolle aja plaanidel on näidatud, et esimesel ja teisel korrusel paiknesid numbrisaunad ja riietusruumid, katusekorrusel oli lisaks numbrisauna ruumidele ka erinevad toad ja köök [5].

1941.a. juulis toimunud suures tulekahjus hävines hoone katus. Hoone omanik taotles ehitusluba katuse taastamiseks. Taastamistööde käigus enam uuesti katusekorrust välja ei ehitatud [6].

1946.a. Linna peaarhitekti otsuses on viidatud hoone kehvale seisukorrale. „*Hoone olemasoleval kujul võib tulla saunaks-pesukojaks kohendamisele vaid ilma kapitaalse ümberehitusega. Hoone taastamisel tuleb hoiduda suurtest kapitalimahutustest ning arvestada hoone kasutamisega maksimaalselt kuni 15 aastat*“ [7].

Järgmine kapitaalremondi projekt koostati 1964. a. Selles projektis oli välja toodud, et hoone mõlemas otsas olid läbivajunud vahelaed, mis tuli lammutada ja uuesti üles ehitada. Ette oli nähtud terastalade vahele valada 10 cm paksune raudbetoonplaat, betooni tugevusega M150 ja armatuuriga CT.3 [8]. Käesoleva töö käigus leiti, et hoone mõlemas otsas oli erinev vahelae konstruktsioon.

Saunana oli hoone kasutuses veel 1995. a. [4]. Hiljem seisis hoone tühjana ja oli hästi kaitstud võõraste isikute sissepääsu eest.

1.2 Vahelagede kirjeldus

Antud uurimistöö objektiks olev hoone oli kahekorruseline katusekorrusega keldrita kiviehitis. Kandeseinad olid laotud savitellistest - seinapaksus koos krohviga on 55-65 cm. Hoone vundamendid olid laotud paekivist. Vahelaed olid terastaladega betoonlagi. Katusekonstruktsioonid olid monoliitpuidust ja kaetud eterniitkattega. Ehitis oli tüüpiline 20. sajandi alguse telliskivi ehitis.

Hoone renoveerimistööde käigus leiti neli erinevat tüüpi vahelae konstruktsiooni:

- a) terastalade vahel tala alumises tsoonis ülespööratud ribidega betoonplaat (tüüp 1);
- b) terastalade vahel tala alumises tsoonis sile betoonplaat (tüüp 2);
- c) terastalade vahel betoonplaat tala ülemises tasapinnas (tüüp 3);

d) terastaladega sama kõrge betoonplaat (tüüp 4).

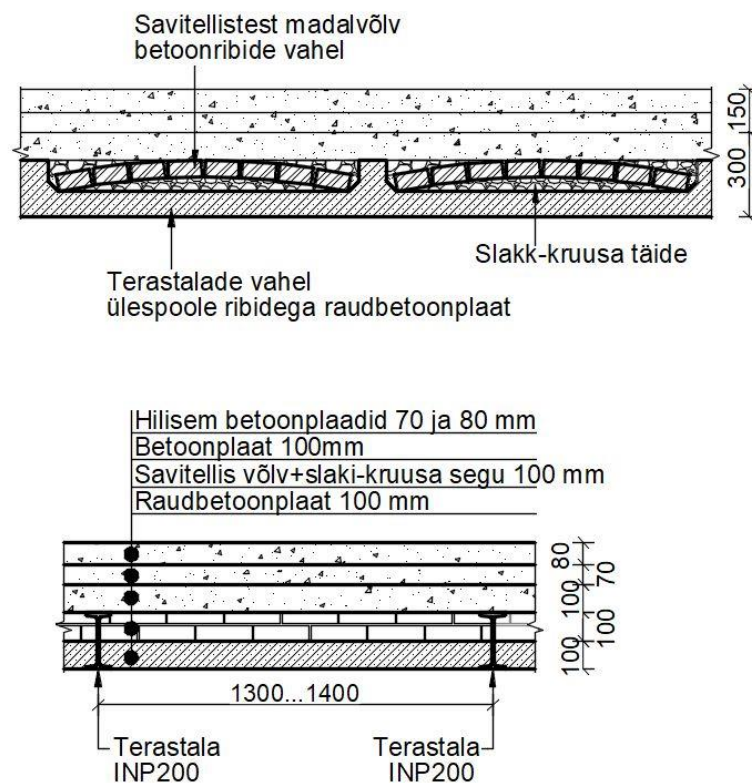
Vahelae konstruktsiooni tüüpide paiknemise asukohad on näidatud lisas 1 joonisel L1-1 esitatud esimese korruse vahelae plaanil.

Hoone vahelagede seisukorda on mõjutanud ruumide kasutusviis nii esimesel kui ka teisel korrusel. Aja jooksul on ruumide otstarvet muudetud, kuid esimesel korrusel oli peamiselt pesuga seotud tegevused, nt pesu pesemine, vastuvõtt ja ladustamine ning teisel korrusel olid saunaruumid: vihtlemis-, riietus- ja pesemisruumid.

1.2.1 Vahelae tüüp 1

Vahelae tüübil 1 (joonisel 1.2) oli terastalade vahele valatud ülespoole ribidega betoonplaat paksusega 100 mm. Ribid olid 1 m sammuga. Terastalade peale oli valatud pealmine betoonplaat 100 mm. Kahe betoonplaadi vahel oli savitellistest täide. Konstruktsiooni avamisel olid telliskivid lagunened, kuid kahes kohas oli näha savitelliseid, mis olid mördiga kinnitatud selliselt, mis annab alust arvata, et betoonribide vahel olid telliskivid laotud madala võlvina. Osades ruumides oli aja jooksul peale valatud lisa 70-80 mm betoonkihid. Kihtide vahele oli tehtud bituumenist hüdroisolatsioonitõkked. Kohati oli vahelae konstruktsiooni kogupaksus 450 mm. Näha oli, et algne vahelae paksus oli 300 mm.

Tüüp 1

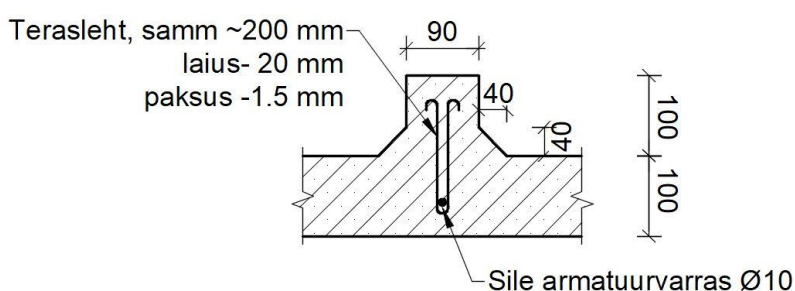


Joonis 1.2. Vahelae tüüp 1.

Vahelae terastalad olid erinevate korrosioonikahjustustega. Osad talad olid väga tugevate korrosioonikahjustustega ja osad hästi säilinud. Paiguti oli tala seintes augud ja mõnel talal oli ülemise flantsi laius korrosiooni tõttu vähenenud. Korrosioonist põhjustatud augud, mis läbisid talade seinu, paiknesid talade vahel oleva betoonplaadi peal olevas täitepiirkonnas.

Vahelae raudbetoonplaadi alumisest osast oli kohati pudenenud krohvi või betooni, mille alt tuli nähtavale teraslehed laiusega 20 mm ja vahekaugusega 400 mm. Betoonribide (joonis 1.3) tüüpilisteks kahjustusteks olid ribidest lahti tulnud betoontükid või pikipraod.

Betoonribi



Joonis 1.3 Vahelae tüüp 1 betoonribi ristlõige koos paindearmatuuriga.

Betoonribides ülemises osas sarrus puudus. Alumises osas oli sile sarrusvarras Ø10 mm, mis oli kinnitud teraslehtedega.

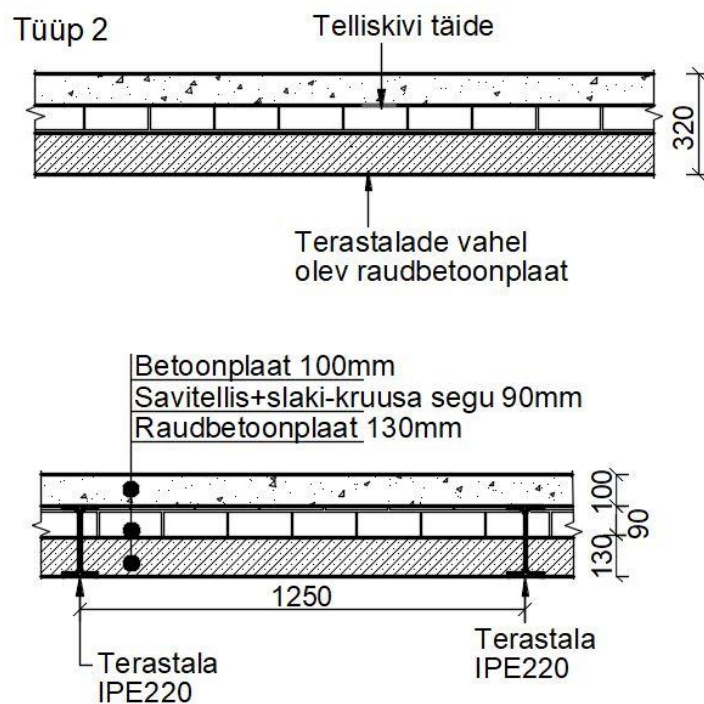


Joonis 1.4. Vahelae tüüp 1 – terastalade vahel ülespööratud betoonribidega plaat.

Terastalade vahekaugus oli erinev, jäädes valdavalt 1,2...1,4 m vahele. Antud vahelae tüübi piirkonnas oli kohati terastalade vahekaugus ~2,6 m (joonis 1.4). Esimesel korrusel oli nende kohtade all, kas kandesein või terastala.

1.2.2 Vahelae tüüp 2

Vahelae tüübi 2 (joonis 1.5) puhul oli näha 1964. aastal ümberehitatud vahelae konstruktsiooni. Terastalade vahel oli sarrusvõrguga betoonplaat paksusega 130 mm. Terastalade peal on ilma sarruseta betoonplaat ja kahe plaadi vahel oli laotud savitellistest täide.



Joonis 1.5. Vahelae tüüp 2.

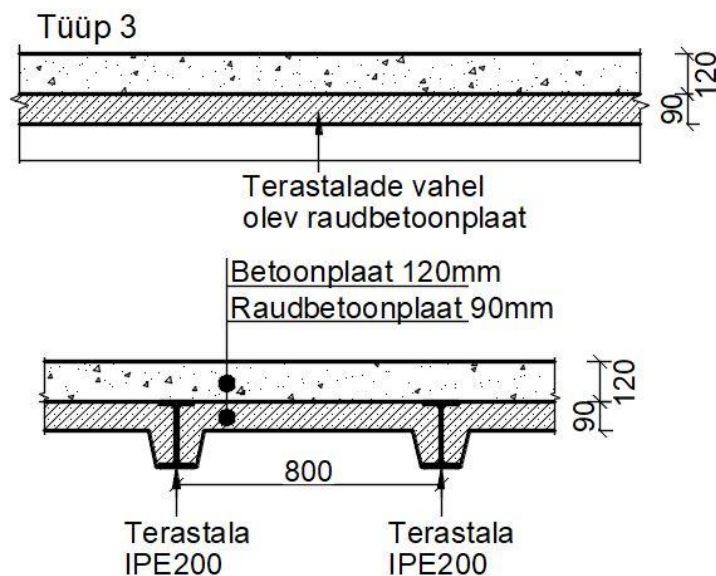
Terastalad oli korrosioonikahjustuseta ja hästi säilinud. Terastalade profiil oli IPE 220 ja vahekaugus 1,25 m (joonis 1.6). Terastalade vahel oli betoonplaat, mis oli hästi säilinud, ilma nähtavate kahjustusteta.



Joonis 1.6. Vahelae tüüp 2 – terastalade vahel betoonplaat alumises tsoonis.

1.2.3 Vahelae tüüp 3

Vahelae tüüp 3 (joonis 1.7) oli ehitatud terastaladele, mille vahele oli ülemises tasapinnas valatud betoonplaat. Talade profiil oli IPE200 ja vahekaugus oli 800 mm. Antud vahelaegi oli hästi säilinud. Terastalade alumiste vööde alt oli pudenenud betooni ja krohvikihite. Oma jälje oli jättnud ka sarruse korrosioon, mistõttu oli kohati plaadist betoonitükke pudenenud (joonis 1.8).



Joonis 1.7. Vahelae tüüp 3.

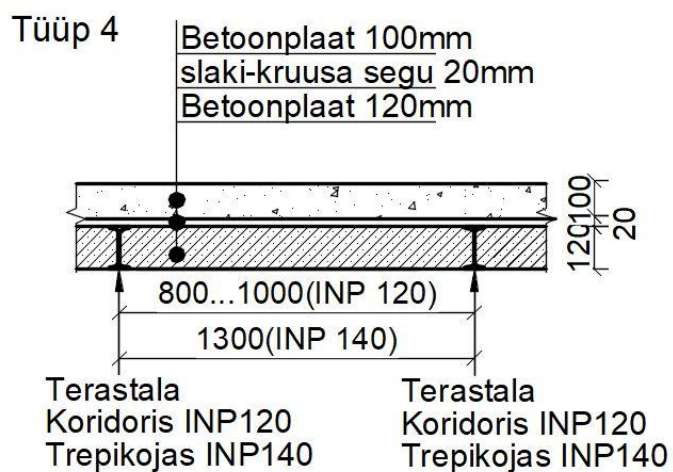
Vahelae tüüp 3 paiknes ainult hoone ühes ruumis. Vahelae talade profiil oli IPE 200. IPE profiil oli kasutatud ka 1964. aastal ehitatud vahelagedes.



Joonis 1.8. Vahelae tüüp 3 – sissebetoneeritud terastaladega ribilagi.

1.2.4 Vahelae tüüp 4

Vahelae tüüp 4 alla arvestati hoonet oleva koridor ja trepikoja vahelae osa (joonis 1.9). Koridori vahelagi oli ehitatud terastaladele, mis oli täielikult betoonplaadi sees. Koridoris oli talade profiil INP 120 ja vahekaugus 0,8 ... 1,0 m.



Joonis 1.9 Vahelae tüüp 4 (koridor ja trepikoda).

Trepikoja vahelaes olid terastalad profiiliga INP140. Terastalade vahekaugus oli 1,3 m. Talade vahel oli betoonplaat kõrgusega 120 mm. Betoonplaadis olid madalad betoonribid. Antud vahelaegi oli hästi säilinud. (joonis 1.10).



Joonis 1.10. Trepikoja talastik.

2. VAHELAE BETOONI SURVETUGEVUSE MÄÄRAMISE METOODIKA JA TULEMUSED

2.1 Betoonist katsekehade puurimine ja ettevalmistamine

Käesoleva lõputöö järgneval etapil teostati puursüdamike võtmine, mille eesmärk oli kindlaks teha vahelaes oleva betooni survetugevus, vahelaie kihid ja konstruktsiooni kogupaksus. Nende andmete põhjal oli võimalik teha talade kontrollarvutused ja edasised ettevalmistused talade koormamiseks. Katsekehade võtmise ajal toimusid hoone teisel korrusel vahelaie lammutustööd ja sel hetkel puudus teadmine, millised olid esimese korruse vahelaie konstruktsiooni tüübid. Teise korruse vahelaie konstruktsiooni uurides võis oletada, milline oli esimese korruse vahelaie konstruktsioon. Puursüdamike betoonkärnideks võtmise plaani koostamisel oli eesmärk saada ülevaade kogu korrusel olevast vahelaie konstruktsioonist. Puursüdamike asukohad oli märgitud teise korruse plaanile, mis on toodud lisas 1 joonisel L1-2.

Betoonist puursüdamike võtmist, ülevaatust, ettevalmistust ja katsetamist käsitleb standard EVS-EN 12504-1:2009 [9]. Juhendi kohaselt tuleb iga puursüdamik kohe pärast väljapuurimist selgelt ja kustutamiskindlalt tähistada, registreerida väljapuurimise koht ja suund. Lisaks on oluline enne puursüdamike võtmise otsuse langetamist läbi mõelda katse eesmärgid ja tulemuste interpreteerimise kord.

Puursüdamikud puuriti Ø104 mm teemantmärgpuuriga risti lae pinnaga. Kuna vahelagi oli kihiline, siis tähistati iga kiht, et hilisemal visuaalsel kontrolli oleks täpne ülevaade. Kokku võeti 22 puursüdamikku esimese korruse vahelaest ja üks esimese korruse betoonseinast. Betoonsein töötas tugiseinana. Seinast võetud puursüdamik oli seinakonstruktsioonis oleva betooni tugevuse määramiseks. Esimese korruse vahelaie kihilisus ja puursüdamike markeering on näidatud joonisel 2.1.



Joonis 2.1. Esimese korruse vahelaest võetud puursüdamikud.

Katsekehad puuriti 11.08.2017. aastal. Pärast katsekehade võtmist ladustati betoonpuursüdamikud Eesti Maaülikooli laborisse. Katsekehade ettevalmistus ja survekatsed toimusid vahemikus 05.03.2018 -06.03.2018. Katsete läbiviimise hetkeks olid katsekehad sisetingimustes olnud 206 päeva. Betooni täpne vanus oli teadmata, kuid arhiivist leitud materjalide põhjal võib oletada, et betooni vanuseks oli ligikaudu 100 aastat vana (v.a. tüüp 2).

Uuritava objekti esimese korruse vahelae betooni paksus oli hinnanguliselt 11-12 cm ning seetõttu lähtuti puursüdamike võtmisel puuri läbimõõdust 100 mm. Kui puursüdamiku läbimõõdu ja kõrguse suhe on 2, võrreldakse survetugevust silindrilise katsekeha tugevusega, kui suhe on 1, siis survetugevus on võrreldav kuupide tugevusega [9].

Survetugevuse katsete eelselt katsekehad mõõdeti, kaaluti, tehti kindlaks maksimaalse täitematerjali suurus ja esinevad defektid, sh sarruse paiknemine, pragude esinemine ja iseloom. Saadud andmed märgiti üles katseprotokolli, mis on esitatud lisas 2 tabel L2-1. Betoonkärnide vaatlusel oli näha betooni suurt poorsust ja täitematerjali ebaühtlast suurust.

Betooni katsetamise standardis [10] lubatakse katsekehade kujude parandamist lihvimise, otste aluminaattsementmördi või väävliseguga katmise ning liivakasti meetodi abil. Käesolevas töös kasutati nii otste lihvimist kui ka otste katmist kiirkivistuva tsemendiga. Betoonkärnide mõõtu lõikamiseks kasutati kivikettaga ketaslõikurit. Katsekehade otsi parandati lihvimise ja tugevama betooniga katmise teel. Lihvimiseks kasutati käsilihvimiskivi Mirka. Antud töös kasutati kiirkivistuvat betooni Uninaks tugevusega C30/37. Betoonkärnide otste ettevalmistamisel kasutati plastist kanalisatsiooni torusid välise läbimõõduga Ø110 (joonis 2.2).



Joonis 2.2. Betoonkärni otsa parandamine.

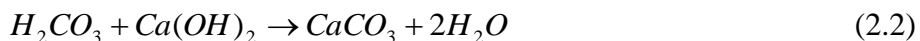
Valatud betoonil lasti kivistuda 24 h, et saavutada survetugevus 30MPa. EVS-EN 12390-3:2009 järgi võib betoonkärnide otste parandamiseks kasutada EN 197-1 kohaseid tsemente juhul kui mördi tugevus on katsetamisajal vähemalt võrdne betooni tugevusega. Uninaks kiirbetoon C30/37 koostisosad on vastavuses EN 197-1-ga. Pärast betoonkärnide otste parandust betooniga, lihviti otsad üle lihvimiskiviga.

Algne eeldus oli, et katsetatavate betoonkärnide survetugevus on väiksem kui 30 MPa. Pärast survekatseid oli näha, et osade proovikehade betooni tugevus oli suurem kui otste parandamiseks kasutatud kiirbetoon Uninaks.

Objektilt võetud 23-st puursüdamikust valmistati purustavaks katseks kokku 25 katsekeha (betoonkärni). Vahelaest võetud 22 puursüdamikust oli 2 betoonkärni piki pragudega ja üks horisontaalselt läbiva praoga, mida ei saanud survekatseteks kasutada. Seinast võetud puursüdamiku kogupikkus oli 700 mm, millest tehti 6 betoonkärni.

2.2 Betooni karboniseerumise mõõtmine

Süsihappegaas on happeline gaas, mis lahustub vees ja moodustab süsihappe (H_2CO_3). See nõrk hape reageerib aluselise betoonkiviga ja neutraliseerib betooni poorides oleva vee. Selle tulemusega tekib kaltsiumkarbonaat ($CaCO_3$). Betooni karboniseerumisprotsessi kirjeldavad järgmised reaktsioonid [18]:



Nende reaktsioonide tulemusena betooni aluseline keskkond (pH 12...12,5) neutraliseerub ja betoon kaotab oma kaitsvad omadused. Sarrus hakkab betoonis piisava niiskuse olemasolul korrodeeruma.

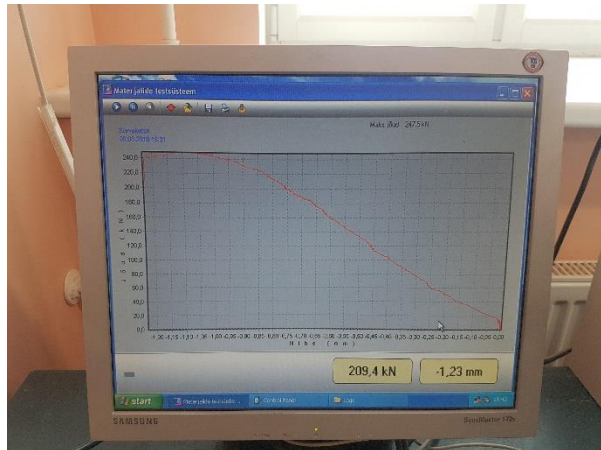
Betooni karboniseerumist kontrolliti fenoolftaleiini lahusega. Väljapuuritud kärnidele kanti fenoolftaleiini lahuse triip. Fenoolftaleiini lahus muutub aluselises keskkonnas roosakaks (pH >9). Käesolevas töös välja puuritud puursüdamikud olid täielikult läbi karboniseerunud.

2.3 Betoonkärnide survekatsed

Betoonkärne katsetati vastavalt standardile EVS-EN 12390-3:2009 [10]. Katsemasinaks oli standardi EVS-EN 12390-4 kohane survekatsemasin P-125 (joonis 2.3). Katseseade on valmistatud 1983. aastal, vastavalt standardile GOST 8905-73. Seadme suurim maksimaalne survejõud on 1250 kN. Antud masin võimaldas lisaks survejõule mõõta ja salvestada ka katsekehade survedeformatsioone (joonis 2.4). Arvutiga ühendatud andurist tulnud info joonistas ekraanile survedeformatsiooni ja näitas suurimat jõudu.

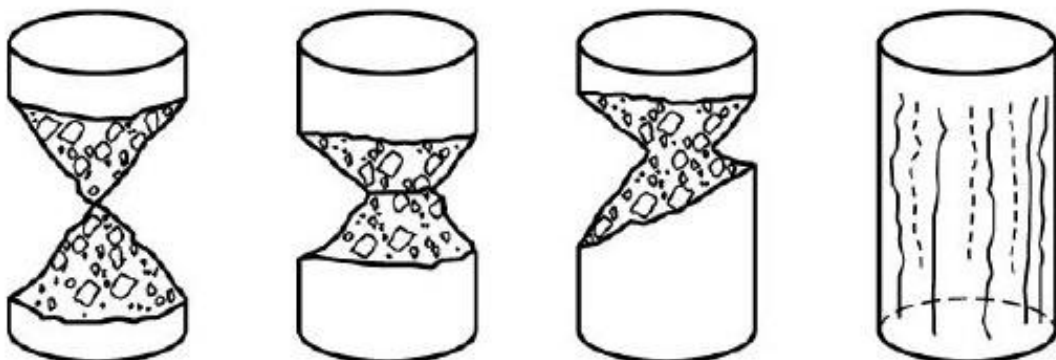


Joonis 2.3. Survekatsemasin P-125.



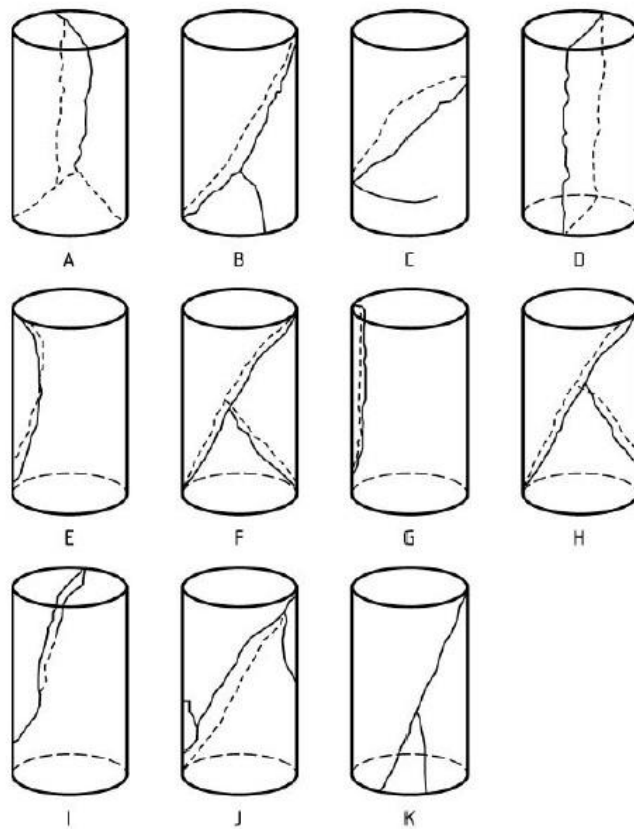
Joonis 2.4. Survedeformatsiooni graafik.

Betoonkärnide katsetamisel on ette nähtud koormuse suurendamine konstantsel kiirusel 0,2-0,6 MPa/s. Betoonkärnide koormamiskiirus leitakse silindri otsapindala järgi. Lähtuvalt 100 mm-se läbimõõduga kärnide otsapindalast on koormamiskiirus vahemikus 1,6-4,7 kN sekundis. Käesoleva töö raames läbiviidud katse käigus koormati katsekehasid koormati kiirusega ~2,3 kN sekundis kuni katsekeha purunemiseni. Katsemasin registreeris suurima näidu. Pärast maksimaalse jõu saavutamist võrreldi katsekeha purunemist standardis EVS-EN 12390-3:2009 on esitatud purunemispiltidega. Kui katsekeha purunes rahuldavalt (joonis 2.5), siis tehti katseprotokolli vastav märg.



Joonis 2.5. Silindriliste betoonkärnide rahuldavad purunemispildid [10].

Katsekeha mitterahuldava purunemise korral määrati standardis [10] esitatud jooniselt (joonis 2.6) vastav tüüp.



Joonis 2.6. Betoonkärnide mitterahuldavad purunemispildid [10].

Käesolevas töös uuritud katsekehade purunemispildid olid peamiselt rahuldavad (joonis 2.7).



Joonis 2.7. Betoonkärni survekatse.

Survetugevus arvutatakse valemiga:

$$f_c = \frac{F}{A_c}, \quad (2.3)$$

kus

f_c - survetugevus, MPa;

F - suurim koormus, kN;

A_c - katsekeha ristlõike pindala, m².

Survekatsete tulemused kanti katseprotokollis, mis on esitatud lisas 2 tabelis L2-1.

2.4 Betooni tiheduse mõõtmine

Heaks tavaks loetakse, kui enne betooni survetugevuse katsetamist kontrollitakse betooni tihedust [9]. Antud töös toimus betooni tiheduse mõõtmine pärast purustavat katset. Igast purustamisele kuuluvast katsekehast eraldati 3 betooni tükki, mida kasutati betooni tiheduse mõõtmiseks. Eraldatud betoontükid nummerdati. Betooni tiheduse mõõtmist ja katsekeha ettevalmistus käsitleb EVS-EN 12390-7:2009 [11].

Standardi kohaselt võib katsekeha massi määrata kolmes olekus:

- a) nagu-saadud – katsekeha mass laborisse saabumisel (koos betoonis oleva hügrokoopse veega),
- b) veega küllastunud,
- c) kuivatatud.

Euroopa standard esitab kolm katsekeha mahu määramise meetodit:

- a) vees kaalumise meetod (etalon meetod),
- b) arvutuslik meetod tegelike mõõtmete alusel,
- c) arvutuslik meetod kontrollitud valitud mõõtmete alusel (ainult kuupide puhul) [11].

Mahu määramine vees põhineb hüdrostaatika seadusel, mille kohaselt igale vedelikus asetsevale kehale mõjub üleslükke jõud, mis on võrdne selle keha poolt väljatõrjutud vedeliku massiga [12].

Mahu määramine vees kaalumise teel sobib igasuguse kujuga katsekehale, kuid eeldab, et katsekeha on veega küllastunud olekus. Batoon on poorne materjal ja veeimavus mõjutab katsetulemusi. Käesolevas töös kaeti katsekehad parafiiniga. Parafiiniga katmisel vesi betooni pooridesse ei saa ja ei mõjuta katse tulemusi.

Käesolevas katses katsekeha massi määramist liigitatakse standardi järgi nagu-saadud olekus. See tähendab, et katsekeha mass määratakse koos betoonis oleva veega. Katsekeha ei kuivatatud ega viidud veega küllastunud olekusse. Labori tingimustes oli katsekeha 236 päeva. Tiheduse määramisel järgiti laboratoorsete tööde juhendi „Kivimaterjali tiheduse määramine“[12].

Katse käik – proovikeha kaalutakse, seejärel kaetakse parafiiniga. Parafiiniga kaetud proovikeha kaalutakse uuesti.

Parafiini ruumala leitakse valemiga:

$$V_{paraf} = \frac{m_p}{\rho_p}, \quad (2.4)$$

kus

m_p - parafiini mass;

ρ_p - parafiini eritihedus =0,9 g/cm³.

Seejärel mõõdetakse kaetud proovikeha mass vees ja arvutatakse selle ruumala valemiga:

$$V_{0+paraf} = \frac{m_{\delta}-m_v}{\rho_v}, \quad (2.5)$$

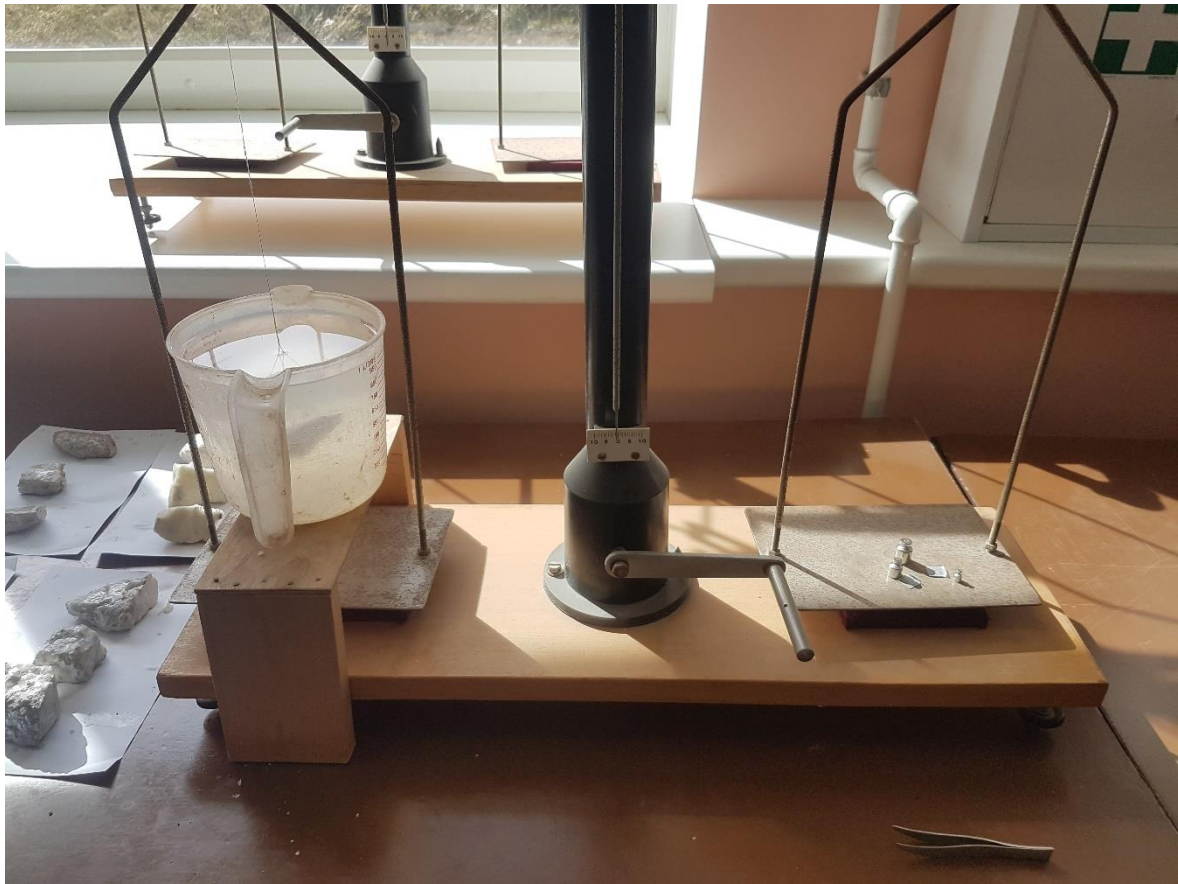
kus

m_{δ} - proovikeha mass õhus – nagu-saadud;

m_v - proovikeha mass vees;

ρ_v - vee eritihedus =0,998 g/cm³.

EVS-EN 12390-7:2009 on määratud katsekeha mahuks vähemalt 0,785 liitrit. Käesolevas töös võeti tiheduse määramiseks proovikehad pärast purustavat survekatset. Proovikehadeks võeti betoontükke, kus oli võimalikult vähe suureteralist täitematerjali. Proovikehad kaaluti alguses kangkaaluga MG-4-1100-10, siis kaeti parafiiniga ja kaaluti uuesti. Ruumala leidmiseks tuli proovikehad kaaluda ka vees. Selleks riputati niidiga proovikeha veega täidetud anumasse (proovikeha veega üleni kaetud) ja kaaluti (joonis 2.5).



Joonis 2.5. Betooni tiheduse mõõtmine.

Proovikehade ruumala oli vahemikus 0,008...0,054 liitrit. Tulemused on esitatud tabeli kujul lisas 3 tabelis L3-1.

Tiheduse mõõtmistulemused grupeeriti vahelae tüüpide ja seinast võetud proovikehade järgi. Keskmised tihedused on toodud tabelis 2.1.

Tabel 2.1. Vahelae tüüpide .

Vahelae tüüp	Keskmine tihedus $\rho_{\text{mean}},$ g/cm ³
Tüüp 1	2,188
Tüüp 2	2,161
Tüüp 4	2,141
Sein	2,224

Standardi EVS-EN 206:2014 järgi esitletud määratluse põhjal jääb betooni tihedus normaalbetooni tiheduse vahemikku 2,0...2,6 g/cm³[26].

2.5 Betooni normtugevuse määramine kärnide katse tulemuste alusel

Betooni survetugevuse hindamist konstruktsioonides käsitleb EVS-EN 13791:2007 [13]. Põhimeetodiks on survetugevuse määramine purustataval katsel, mis omakorda sõltub teatud piirkonnast võetud katsekehade arvust. Kaudseteks meetoditeks on mittepurustatavatel katsetel saadud tulemused. Käesolevas töös määrati konstruktsioonis oleva betooni tugevust põhimeetodiga.

Põhimeetod jaguneb A meetodiks ja B meetodiks. A meetodit rakendatakse, kui katsekehade arv on suurem kui 15 ja B meetodit, kui kasutada on 3 kuni 14 katsekeha.

2.5.1 Meetod A

Uuritava piirkonna betooni normsurvetugevus leitakse valemitega 2.6 ja 2.7. Arvesse võetakse väikseim:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k_2 * s, \quad (2.6)$$

või

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4, \quad (2.7)$$

kus

$f_{ck,is}$ - ehitusbetooni normsurvetugevus;

$f_{m(n),is}$ - ehitusbetooni survetugevuse n katsetulemuste keskmine;

$f_{is,lowest}$ - ehitusbetooni survetugevuse kõige väiksem tulemus;

s - katsetulemuste standardhälve või $2,0 \text{ N/mm}^2$, neist suurem väärtus;

k_2 - suurus, mis on antud rahvuslikes eeskirjades või 1,48, kui väärtusi ei ole antud .

2.5.2 Meetod B

Ehitusbetooni katsepiirkonna normsurvetugevuse hinnanguks on madalam väärtus järgmistest:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k, \quad (2.8)$$

või

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4, \quad (2.9)$$

kus

k - tegur, mis oleneb katsetulemuste arvust, vt tabel 2.2.

Tabel 2.2. Tegur k väikese katsetulemuste arvu korral [13: tabel 2].

Katsetulemuste arv n	Tegur k
10 kuni 14	5
7 kuni 9	6
3 kuni 6	7

2.6 Betooni tugevuse tulemuste analüüs

Käesoleva töö katsekehadeks oli 19 betoonkärni vahelaest ja 6 betoonkärni vundamendiseinast. Kuna vahelaed olid erineva konstruktsiooni tüübiga ja erinevatel aegadel tehtud, siis grupeeriti betooni survetugevused vahelae tüüpide järgi:

- a) vahelae tüüp 1 - 10 betoonkärni,
- b) vahelae tüüp 2 – 6 betoonkärni,
- c) vahelae tüüp 4 – 3 betoonkärni,
- d) vundamendisein - 6 betoonkärni.

Betooni tugevuse määramisel lähtuti meetodist B. Valemite 2.8 ja 2.9 järgi arvutatakse betooni normsurvetugevus ja nendest valiti madalam väärtus, mis on esitatud tabelis 2.4.

Grupeeritud betoonkärnide minimaalsed, maksimaalsed ja keskmised survetugevused on esitatud tabelis 2.3. Tabel koostati katseprotokolli L2-1 tabeli põhjal, mis on esitatud lisas 2. Tabelis on näidatud millised betoonkärnid olid vastava vahelae tüübi piirkonnas.

Tabel 2.3 Vahelae betoonkärnide survetugevused.

Vahelae tüüp	Katsekeha tähis	Minimaalne Surve- tugevus f_{min} , MPa	Maksimaalne Surve- tugevus f_{max} , MPa	Keskmine Surve- tugevus $f_{m(n),is}$, MPa
Tüüp 1	6A, 8A, 11A, 12A, 13A, 14A, 15A, 16A, 17A, 18A	13,4	29,7	24,1
Tüüp 2	1A, 2A, 3A, 9A, 10A, 19A	9,0	32,5	21,8
Tüüp 4	20A, 21A, 22A	8,5	46,6	31,4
Sein	SS1, SS2, SS3, SS4, SS5, SS6	15,5	29,4	23,1

Katsetulemused näitasid, et betooni maksimaalne ja minimaalne survetugevus erineb oluliselt ühe vahelae tüübi ulatuses.

Vahelae konstruktsioonis oleva betooni klassi määratakse standardis EVS-EN 13791:2007 esitatud tabel 1 järgi. Kuna betoonkärnide läbimõõdu ja pikkuse suhe oli 1, siis valiti tabelist lähtuvalt 150 mm kuubi ekvivalentse tugevuse järgi. Betoonkärnide survetugevusklassid on esitatud tabelis 2.4.

Tabel 2.4. Sein betoonkärnide survetugevus.

Vahelae tüüp	Betooni normatiive survetugevus $f_{mck, is, cube}$ MPa	Survetugevus-klass EN 206-1
Tüüp 1	17,4	C16/20
Tüüp 2*	13,0	C12/15
Tüüp 4	12,5	C12/15
Sein	16,1	C12/15

Märkused:

* 1964. aastal tehtud vahelagi.

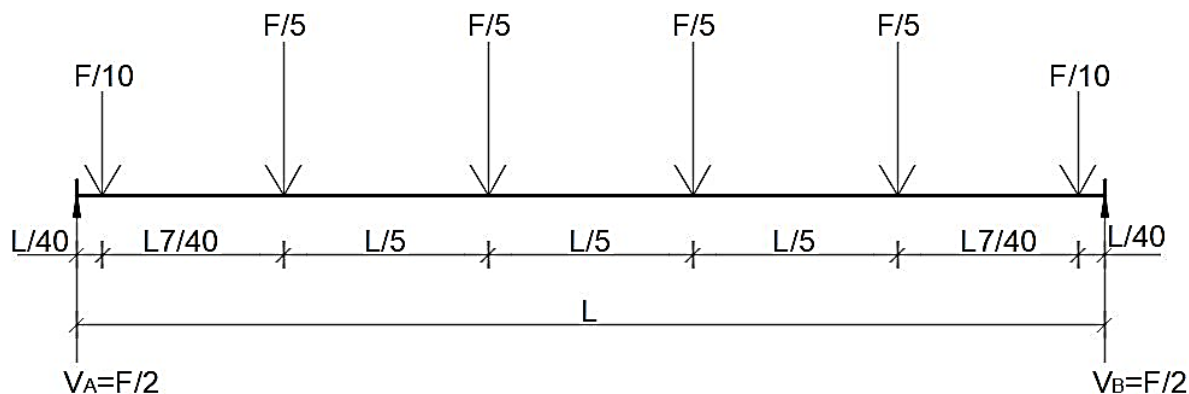
Vahelae tüüp 1 betooni survetugevusklassiks EN 206-1 järgi saadi C16/20 ja teistes piirkondades C12/15.

3. TERASTALADEL VAHELAE KOORMAMISKATSED

3.1 Terastalade koormuskatse metoodika

Uuritava vahelae kandevõime määramiseks tehti koormamiskatsed, mille eesmärk oli koormata vahelae terastalasid ja mõõta samal ajal läbipainded. Katsest saadud tulemuste põhjal hinnati talade tööskeemi ja kandevõimet. Katse läbiviimisel lähtuti Gost 8829-85 katsemetoodikast [14]. Nimetatud juhend oli monteeritavate raudbetoonkonstruktsioonide tugevuse, jäikuse ja pragude määramiseks. Juhendis oli ette nähtud koormamine lauskoormusega või punktkoormustega. Koormataval talal pidi olema vähemalt üks tugi rullikliigendil, mis võimaldab horisontaalset liikumist. Konstruktsioonile võis koormuse saamiseks kasutada kas hüdraulilist pressi või ladustamiskoormust (nt. betoonplokid, liivaga täidetud kastid või veega täidetud anumad). Koormuskatsel lisati koormus astmetena, mis on 10% jäikuse ja 20% konstruktsiooni tugevuse kontrollimiseks kogu kontrollkoormusest. Koormuse lisamise intervall pidi olema vähemalt 10 minutit. Pärast koormusastme lisamist tuli mõõtekelladelt võtta näidud. Mõõtekellade näidud, koormuste astmed, koormamise aeg tuli kanda katseprotokolli.

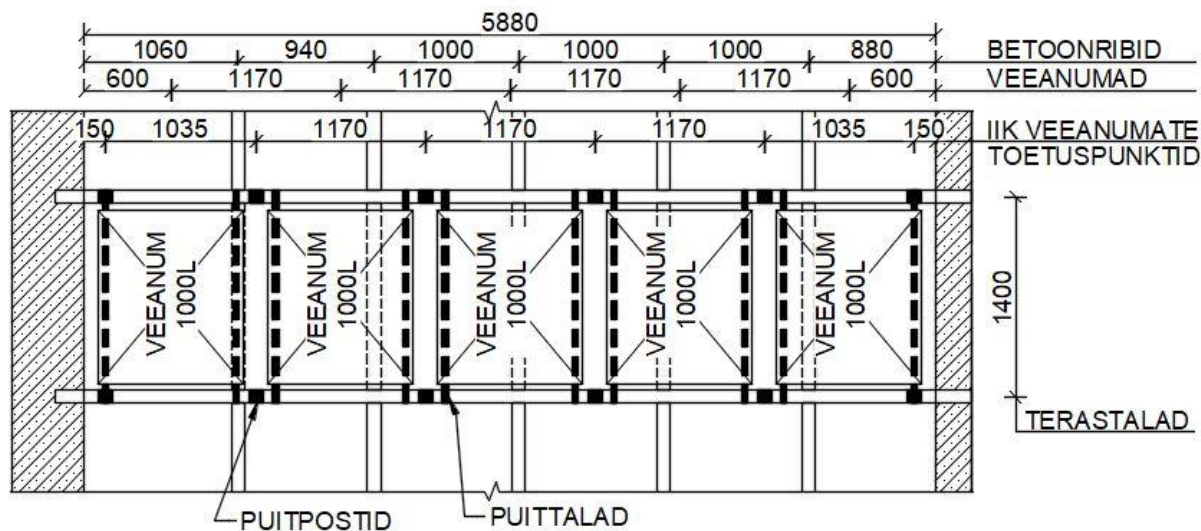
Käesolevas töös kasutati koormamisel anumaid mahuga 1000 l ja mõõtudega 1000x1200x1150mm. Terastalade arvutusskeem on näidatud joonisel 3.1. Katsekoormus jagunes võrdselt kahele talale, mida arvestati epüüride koostamisel ja arvutustes. Joonisel 3.1 on näidatud talale mõjuv koormus F , mis oli $\frac{1}{2}$ katsekoormusest ja tala sille L .



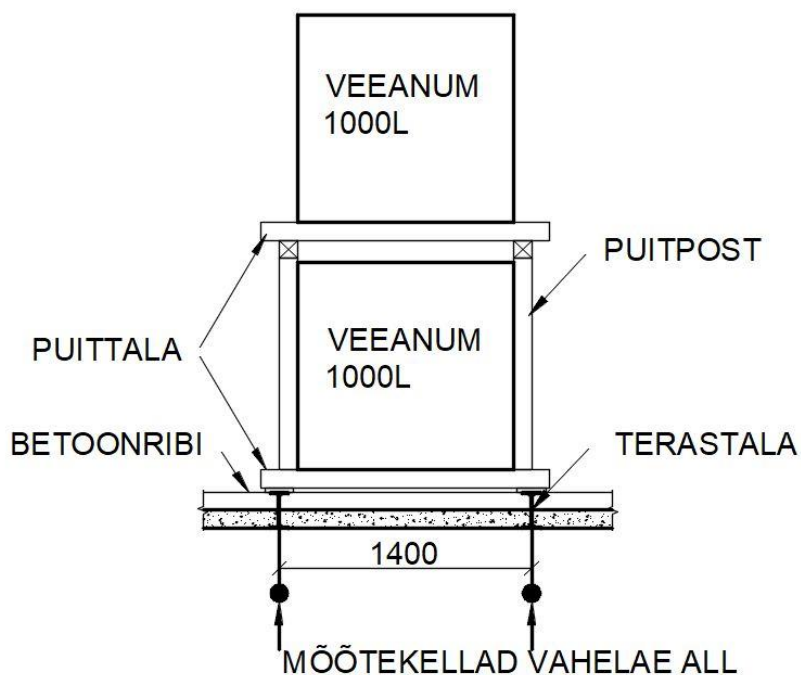
Joonis 3.1. Katse arvutusskeem.

Koormuse paiknemise jaoks koostati plaan, mis on joonisel 3.2. Plaanil (joonis 3.2 a) on näidatud terastalade paiknemine, talade koormamiseks kasutatud veeanumad ja teise kihi veeanumate toetamiseks puitpostid.

a)



b)



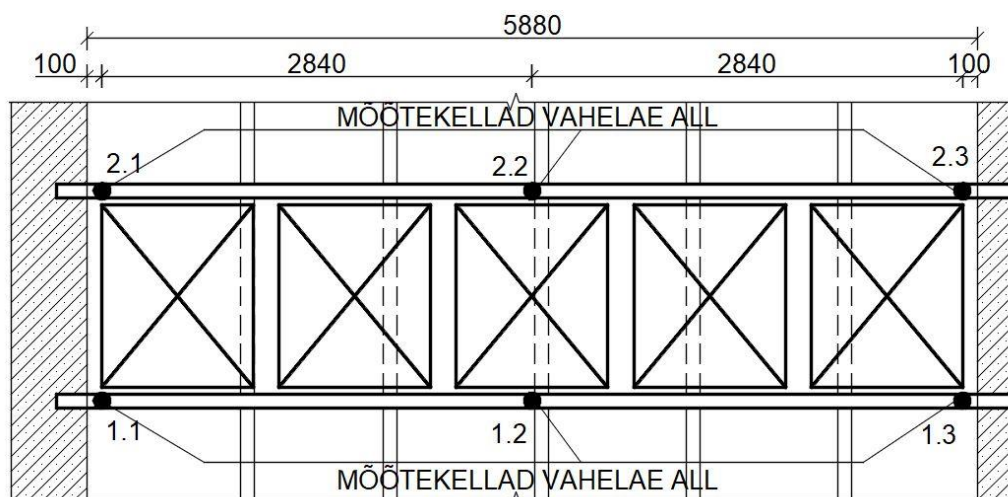
Joonis 3.2. Veeanumate ja abikonstruktsioonide asukohad talade koormamisel a) plaan ja b) lõige.

Vertikaalsiirete mõõtmiseks kasutati Maksimov tüüpi lõpmata käiguga mõõtekellasad (joonis 3.3). Lugemi täpsus oli 0,01 mm. Ühel katsealale paigaldati 6 mõõtekella, mille

asukohad on näidatud joonisel 3.2b ja 3.4. Mõõtekellad paigaldati vahelae alla ettevalmistatud tasasele pinnasele teraskanduriga, mis oli mõõtepunktiga kohakuti. Mõõtmisel kasutatud traat kinnitati puurkruvi abil tala alumise flantsi külge. Traat paigaldati ümber mõõtekella rulliku ning traadi otsa kinnitati raskus. Esimene näit fikseeriti enne taladele katsepiirkonna koormamise algust.



Joonis 3.3. Maksimov tüüpi mõõtekell statiivil, toetaud pinnasele.



Joonis 3.4. Mõõtekellade paiknemine katsetatava vahelae all.

Käesoleva töö autoril puudus algne teave talade tööskeemi kohta – kas talad töötavad lihttala või tugeudel momenti vastuvõtva skeemi kohaselt. Töö autori esialgne eeldus oli, et talad

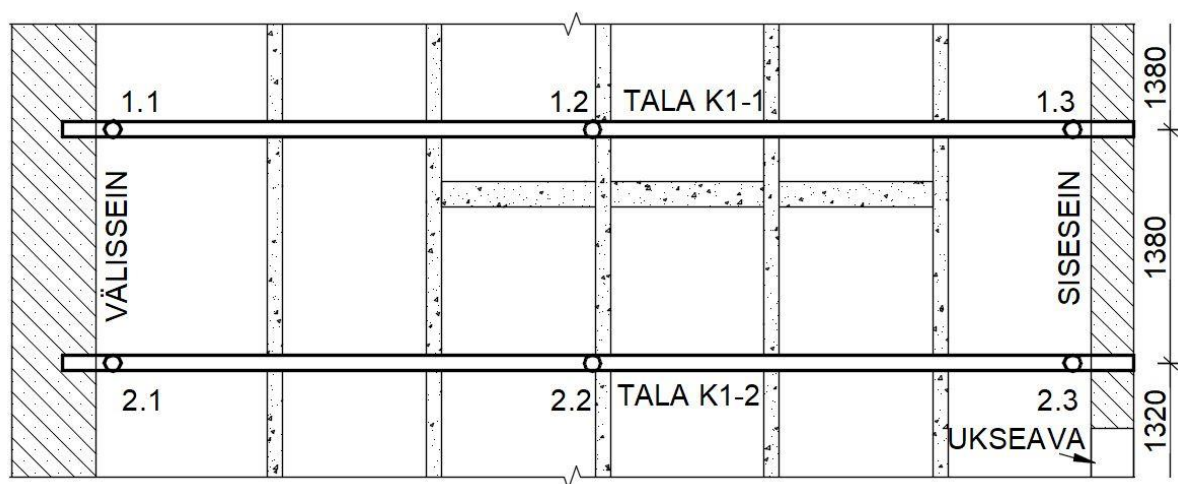
töötavad lihttala skeemi kohaselt. Arvutati välja kogu koormus, mille korral terastalas tekkiv maksimaalne pinge oleks võrdne lubatud pingega. Lubatud pingeks terasel võeti $f_{yk} - 210$ MPa [19:36]. Käesolevas töös valiti katse läbiviimisel katsekoormuseks 7000 l vett. Koormusastmeks valiti 10 % katsekoormusest, mis oli 700 l. Kuna katsekoormusel konstruktsiooni vertikaalne siire osutus väiksemaks, kui eeldatud, siis tõsteti kontrollkoormus 10 000 l-ni, kuid koormuse astmelisus jäi katsete lõpuni 700 l.

Koormamisel oldi valmis ka vahelae konstruktsiooni purunemiseks. Purustatavaks koormuseks loetakse sellist koormust, mille juures konstruktsiooni vertikaalsiire kasvab ilma koormust juurde lisamata, st teras voolab.

3.2 Terastaladel vahelae koormamine

3.2.1 Terastalade koormuskatse nr 1

Koormuskatse nr 1 viidi läbi ajavahemikus 17.08 - 22.08.2017. Katsete jaoks esimese piirkonna valik toimus juhuslikult, et mitte segada ehitustöid. Katsealalt eemaldati pealmised betoonpõranda kihid ja terastalade vahel olev savitellistest täide. Piirkond avati nelja terastala laiuselt ja koormamiseks valiti kaks keskmist tala (tala K1-1 ja K1-2, joonis 3.5, joonis L1-1), mille vahekaugus oli ~1,4 m. Uuritavad terastalad tähistati, kus esimene liige tala tähises viitab katse numbrile (K1) ja teine liige tähistas tala numbrit.



Joonis 3.5. Katse nr 1 piirkonna plaan, talad K1-1 ja K1-2 ning mõõtekellade asukohad nende all.

Selles piirkonnas oli vahelae konstruktsiooniks tüüp 1 (vt. joonis 1.2). Talade pikkus jaotati võrdselt viie vee anuma vahel ja märgiti alusprusside asukohad. Talade alumise flantsi

küljele märgiti vertikaalsiirete mõõtmispunktid (1.2, 2.1, ... jne), kuhu kinnitati suurkruvidega mõõtekellade traat. Mõõtmispunktid märgiti silde keskele ja tala toest 100 mm silde poole. Pärast mõõtekellade töökorda seadmist võeti algnäit ja kanti protokolli. Ristjoonlaseriga moodustati horisontaalne lähtetasapind, kust mõõdeti mõõdulindiga kaugused mõõtepunktidest. Saadud mõõtetulemuste järgi määrati terastalade läbipainded olemasolevast koormusest. Tala K1-1 läbipaine tala keskel oli 21 mm ja tala K1-2 läbipaine oli 17 mm.



Joonis 3.6. Vahelagi on koormatud 7000 l veega.

Seejärel asetati puitprussid ja esimese korruse vee anumad (5 tk) paika. Veeanumatele märgiti peale nivood, mis vastasid 700 l koormuse lisamisele ja oli 140 l ühe vee mahuti kohta. Katse nr 1 piirkonna terastalad olid heas seisukorras.

Koormuskatse jaoks toodi objektile vesi Tartu veevärgist. Pumpamiseks kasutati bensiinimootoriga veepumpa jõudlusega 900 l/min. Pärast igat koormuse lisamist loeti mõõtekelladelt näidud ja kanti katseprotokolli. Veeanumate täitmist alustati esmalt tugede poolt ja liiguti suunaga keskele. Pärast viie veeanuma täitmist, asetati neile peale veel kaks veemahutit, mis täideti 2000 l veega (joonis 3.6). Katsekoormus oli 7000 l. Kuna terastalade

vertikaalsiire osutus prognoositavast tulemusest väiksemaks otsustati kohapeal suurendada kontrollkoormust 3000 l võrra, mis tegi kokku 10 000 l. Nimetatud otsuse tõttu tuli katsekäiku sisse viia täiendusi. Olemasoleva koormuskatse käigus eemaldati 2000 l vett ja võeti maha teise rea kaks veemahutit, mis olid teiste mahutite peal. Teise rea veemahutite (5 tk) jaoks ehitati prussidest 150x150 mm puitkarkass ja paigaldati veeanumad peale (joonis 3.7). Lisaks telliti juurde 3000 l kogus vett. Nende tegevuste tõttu pikenes katse läbiviimise aeg. Koormuste muutused märgiti üles katseprotokolli.



Joonis 3.7. Katse nr 1 vahelael on 6400 l vett ja rakised.

Katse nr 1 maksimaalkoormuseks oli 9200 l + puitkarkass ja anumad, kuna koormamiseks mõeldud vesi sai otsa. Mõõtetulemusi hinnates ei olnud vajadust koormuskatse pikendamisele ja täiendava 800 l lisa vee varumisele. Peale maksimaalse koormuse saavutamist alustati koormuse vähendamist astmete kaupa. Esmalt tühjendati teise rea veeanumad ühe kaupa veest. Järgmisel päeval eemaldati veeanumad koos teise korruse puitkarkassiga. Peale teise rea koormuse eemaldamist tühjendati esimese rea veeanumad ja eemaldati tühjad nõud. Pärast igat koormusastme vähendamist võeti mõõtekelladelt lugemid.

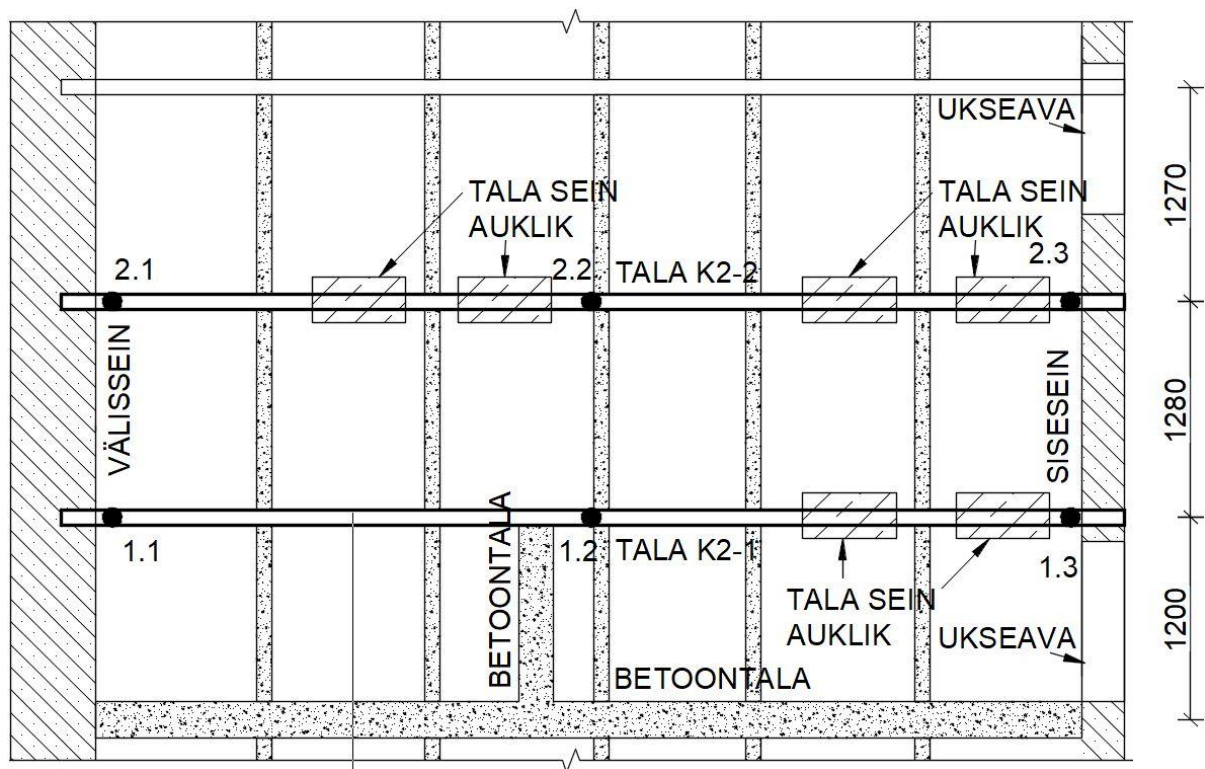
3.2.2 Koormuskatse nr 2 läbiviimine

Koormuskatse nr 2 viidi läbi ajavahemikus 22.08 - 25.08.2017. Teise katse (nr 2) piirkonnaks valiti tugeva korrosioonikahjustusega terastalad. Mõlemal talal olid siseseina toe juures talaseina läbivad augud (joonis 3.8). Koormuskatse ettevalmistamine toimus analoogselt punktis 3.2.1 esitatuga.



Joonis 3.8. Läbivad augud terastalade seintel esiplaanil tala K2-2 ja taamal K2-1tala vahelae tüüp 1.

Koormuskatse nr 2 piirkonna vahelae tüübiks oli tüüp 1 nagu ka katse nr 1 korral (vt. joonis 1.2). Enne koormuskatset mõõdeti taladel läbipaine olemasolevast koormusest. Tala K2-1 vertikaalne siire tala keskel oli 26 mm ja tala K2-2 vertikaalne siire oli 21 mm (joonis 3.9).



Joonis 3.9. Katse nr 2 piirkonna plaan, talad K2-1 ja K2-2 ning mõõtekellade asukohad nende all.

Katse nr 2 läbiviimisel lähtuti kohe maksimaalsest koormusest 10 000 l. Pärast esimese korruse veeanumate täitmist paigaldati puitkarkass teise rea veeanumate toetamiseks. Pärast igakordset koormuse lisamist võeti mõõtekelladelt lugem ja märgiti üles katseprotokolli. Esimesel katsepäeval koormati terastalasid 7700 l veega ja katkestati puuduoleva vee pärast. Kuna talade vertikaalsiire oli katsekäigus lubatud piires, siis otsustati katset jätkata järgnevatel päevadel kogukoormuseni 10 000 l. Katse jätkamisel eemaldati sama päeva lõpus 2700 l vett, seega jäi taladele koormuseks 5000 l vett ja rakised. Katset jätkati kolm päeva hiljem 25.08.2017. Maksimaalseks koormuseks oli 9900 l vett ja rakised (joonis 3.10). Pärast maksimaalkoormuse saavutamist eemaldati koormused samal päeval. Koormused eemaldati samas järjekorras nagu katse nr 1 korral.



Joonis 3.10. Katse nr 2 vahelael on koormus 9900 l ja rakised.

3.3 Katsetulemuste analüüs

Katseprotokolli (lisa 4 tabel L4-1 ja L4-2) märgiti üles koormusastmed ja mõõtekellade lugemid. Mõlemas katses koormati kahte tala ja veeanumad paigaldati selliselt, et koormus jagunes võrdselt taladele. Katse nr 1 maksimaalse katsekoormuse kokkuvõtteks koostati tabel 3.1. Näidatud on nii kogukoormus kui ka ühele talale mõjunud koormus.

Tabel 3.1. Katse nr 1 maksimaalne koormus vahelaie tüüp 1 katsel

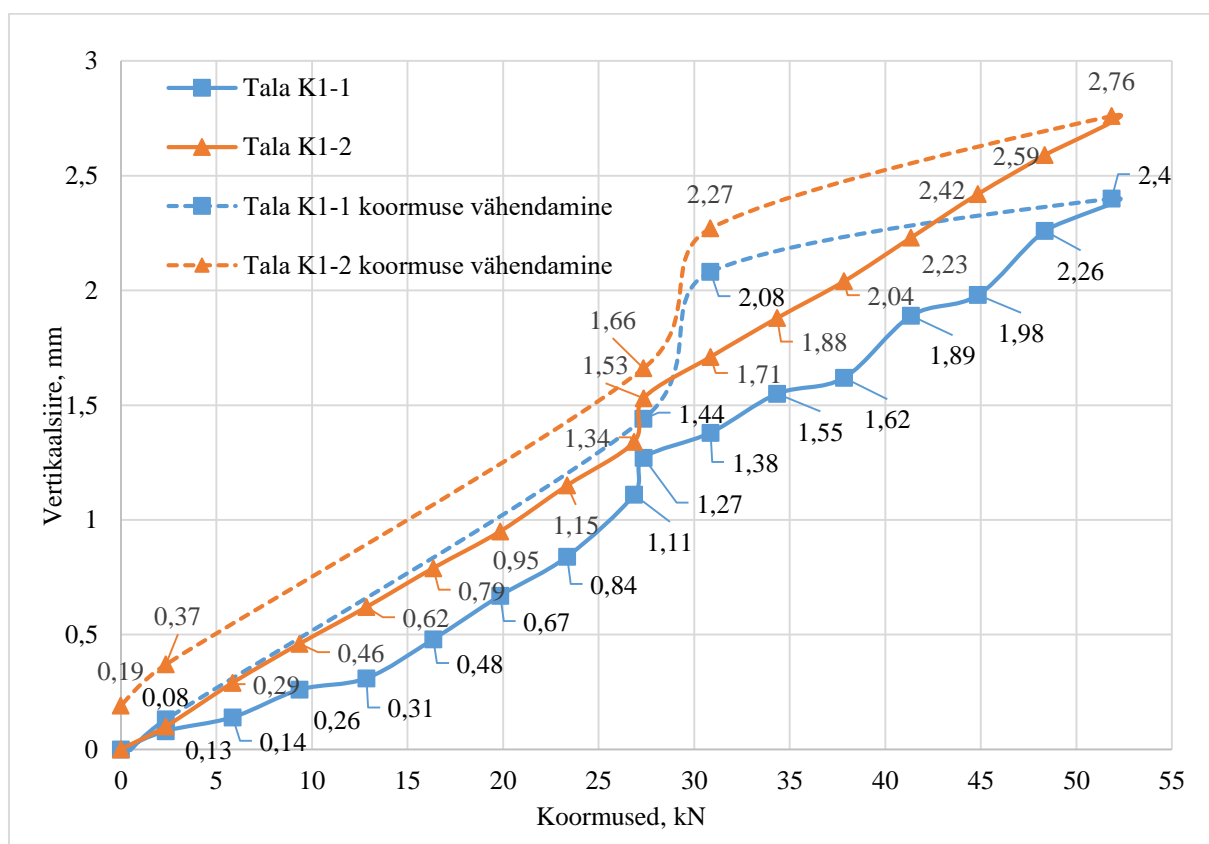
Jrk.	Liik	Ühiku kaal (kN)	Arv	Kokku (kN)	Ühele talale (kN)
1	Vee anumad, (kN)	0,5	10	5,0	2,5
2	Puitkarkass 150x150, (tihedus $\rho=5,0 \text{ kN/m}^3$; m)	0,11	60,8	6,7	3,3
3	Täite vesi, ($\rho=1000 \text{ kN/m}^3$; m^3)	10	9,2	92,0	46,0
Koormus kokku (kN)				103,7	51,8

Katse nr 2 maksimaalse katsekoormuse kokkuvõtteks koostati tabel 3.2. Näidatud on nii kogukoormus kui ka ühele talale mõjunud koormus.

Tabel 3.2. Katse nr 2 maksimaalne koormus vahelae tüüp 1 katsel

Jrk.	Liik	Ühiku kaal (kN)	Arv	Kokku (kN)	Ühele talale (kN)
1	Veeanumad, (kN)	0,5	10	5,0	2,5
2	Puitkarkass 150x150, (tihedus $\rho=5,0 \text{ kN/m}^3$; m)	0,11	60,8	6,7	3,3
3	Täite vesi, ($\rho=1000 \text{ kN/m}^3$; m^3)	10	9,9	99,0	49,5
Koormus kokku (kN)				110,7	55,3

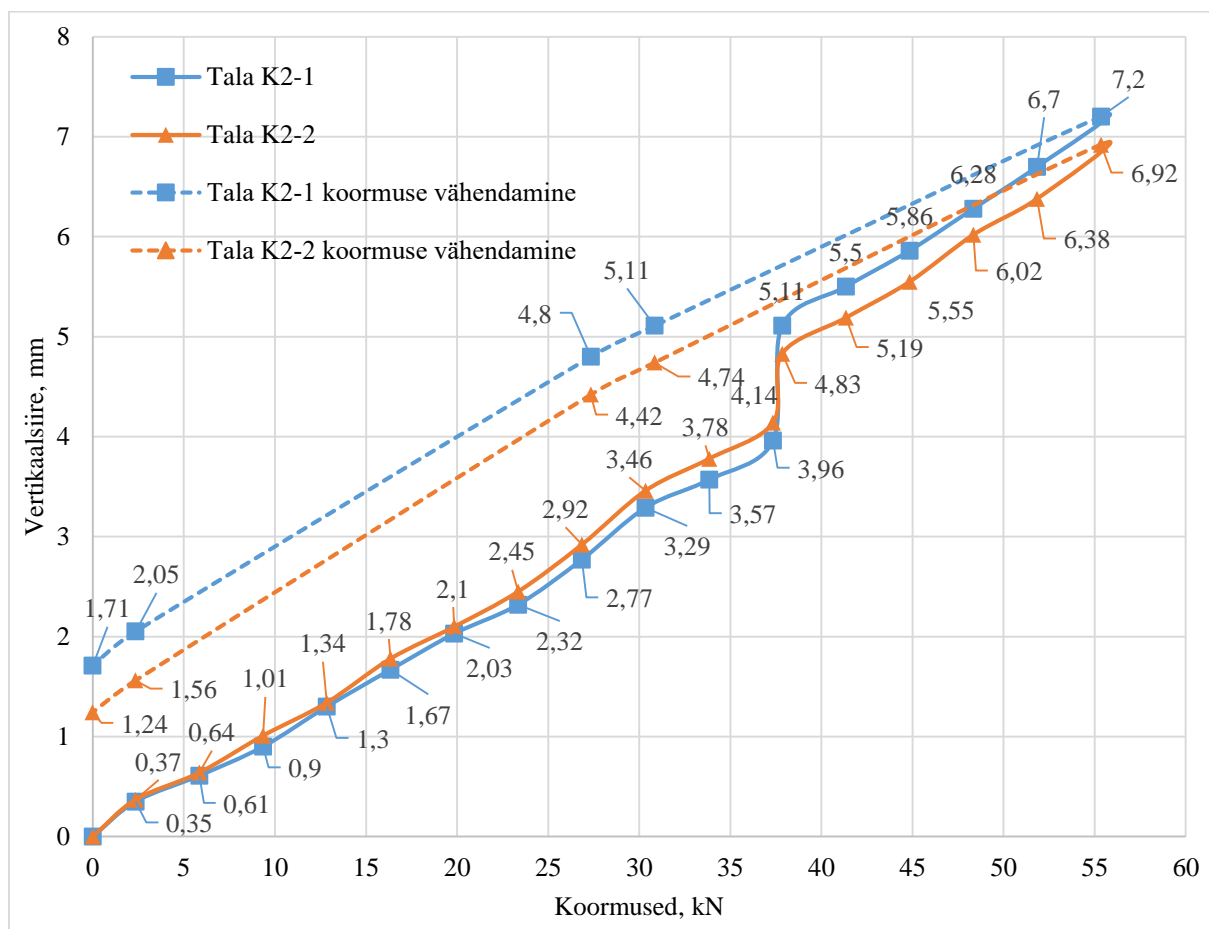
Joonisel 3.11 on näidatud katse nr 1 terastalade K1-1 ja K1-2 koormamisel mõõdetud vertikaalsiirde graafikud. Graafikud koostati tala silde keskel olevate mõõtekellade (joonisel 3.5 näidatud mõõtekellad 1.2 ja 2.2) lugemite põhjal. Pideva joonega on näidatud taladele koormusastmete lisamisel ja katkendjoonega on koormusastmete eemaldamisel mõõdetud vertikaalsiire. Kahele talale arvestati $\frac{1}{2}$ katsekoormusest.



Joonis 3.11. Katse nr 1 terastalade vertikaalsiirde vastavalt koormusastmetele.

Graafikul on näidatud vertikaalsiirde astmed, nii koormuse lisamisel kui ka eemaldamisel. See on põhjustatud koormuskatse läbiviimisest. Koormuskatse tegemise käigus lisati ja eemaldati ajutiselt (2000 l vett). Koormusastmete vähendamisel eemaldati koormust kahes etapis (esimene päev ülemine rida veeanumaid koos veega) ja erinevatel päevadel. Täpsem katse kirjeldus on esitatud alapunktis 3.2.1. Maksimaalse koormuse juures oli tala K1-1 vertikaalsiire 2,40 mm ja talal K1-2 vertikaalsiire 2,76 mm. Pärast koormuse eemaldamist oli talal K1-2 jääkvajum 0,19 mm ja talal K1-1 ei olnud. Katse nr 1 terastalad töötasid elastselt.

Joonisel 3.12 on näidatud katse nr 2 terastalade K2-1 ja K2-2 koormamisel mõõdetud vertikaalsiirde graafikud. Graafikud on koostatud tala silde keskel olevate mõõtekellade (joonisel 3.9 näidatud mõõtekellad 1.2 ja 2.2) lugemite põhjal. Pideva joonega on näidatud taladele koormusastme lisamisel ja katkendjoonega on koormusastme eemaldamisel mõõdetud vertikaalsiire. Taladel on arvestatud $\frac{1}{2}$ katsekoormusest.



Joonis 3.12. Katse nr 1 terastalade vertikaalsiirded vastavalt koormusastmetele.

Graafikul on näidatud vertikaalsiirde astmed, koormuse lisamisel. See on põhjustatud koormuskatse läbiviimisest, kus koormuskatse käigus lisati ja eemaldati ajutiselt (2700 l vett). Koormusastme vähendamisel nimetatud vertikaalsiirde astet ei tekkinud, sest koormus eemaldati ühel päeval. Täpsem katse kirjeldus on esitatud alapunktis 3.2.2. Maksimaalse koormuse juures oli tala K2-1 vertikaalsiire 7,20 mm ja talal K2-2 vertikaalsiire 6,92 mm. Pärast koormuse eemaldamist oli talal K2-1 jääkvajum 1,71 mm ja talal K2-2 1,24 mm.

Võrreldes katse nr 1 ja nr 2 terastalade maksimaalseid vertikaalsiirdeid, on näha, et sama koormamise juures on erinevus peaaegu kolme kordne. Talade läbipaine sõltub nende tööskeemist ja terastalade ristlõikest. Joonisel 3.5 ja 3.9 on näidatud mõlema koormuskatse plaanid ja terastalade paiknemised. Joonistel on näha, et terastalad toetused müüritistele on sarnased. Sellest on järeldatud, et terastalade erinev vertikaalsiire on põhjustatud terastala ristlõikest, mis on korrosiooni tõttu vähenenud.

3.4 Terastalade ristlõike parameetrite pisteline kontroll

Terastalade ristlõike määramiseks mõõdeti vahelae flantsi laiused ja kõrgused, et leida ehitusajal kasutatud terastalade profiil. Talaprofiili hindamiseks otsiti väiksema roostekahjustusega talasid. Valdavalt oli tala flantsi laius oli 90 mm ja kõrgus 200 mm. A. Kleini poolt kirjutatud ja 1931. aastal väljaantud ehitusekäsiraamatus „Ehitusõpetus. Käsiraamat majaehitajale“ on toodud I-profiilide tabel, kus leitud mõõtudele vastas tala nr 20 [15]. Kaasaja kirjanduse põhjal samade mõõtudega talaprofiil on kitsaste vöödega I-profiil (INP) [16: tabel 12.9]. Lisaks mõõdeti pisteliselt terastalade seina ja ülemise flantsi paksusi. Mõõtmised teostati nihkkaliibri 150T abil, täpsusega 0,01 mm. Paksuse mõõtmiseks puuriti viie millimeetrise läbimõõduga ava läbi talaseina või flantsi ja paksuse mõõtmine teostati nihkkaliibri sügavusmõõdikuga. Vaatlusel oli näha alasid, kus terastaladel olid ulatuslikud roostekahjustused (tala ülemise flantsi ristlõige oli vähenenud ja seintes olid augud läbi roostetanud) ja väiksemad kahjustused (tala seinas esines lokaalne auk).

4. VAHELAE TERASTALADE KANDEVÕIME ARVUTUSED JA TULEMUSTE VÕRDLEMINE KATSETULEMUSTEGA

4.1 Vahelae terastalade kandevõime arvutusmetoodika

Käesolevas töös uuritava hoone vahelae terastalastiku puhul uuriti kahte tööskeemi: lihttala ja toemomentidega arvutusskeemi. Terastalade otsad on toetatud kandvatele sise- ja välisseintele. Terastalade alumisele flantsile on toetatud raudbetoonplaat. Betoonplaat ja plaadis paiknenud ülespidised ribad takistavad terastalade kiivet. Arvutustes on kasutatud kitsaste vöödega I- profiil (INP) terastala. Käesolevas töös ei määratud katse käigus terastaladele voolavuspiiri. Arvutustes on võetud normatiivseks voolavuspiiriks $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$ [19; 36]. Kõigi selle alapunkti kontrollarvutused on tehtud EVS-EN 1993-1-1:2006 [17] järgi.

4.1.1 Terastala profiili INP200 andmed

Profiili pindala ristlõike pindala	$A = 33,4 \text{ cm}^2$.
Profiili kõrgus	$h = 200 \text{ mm}$.
Flantsi laius	$b = 90 \text{ mm}$.
Seina paksus	$t_w = 7,5 \text{ mm}$.
Flantsi paksus	$t_f = 11,3 \text{ mm}$.
Flantsi ja seina raadius	$r = 7,5 \text{ mm}$.
Inertsimoment y-telje suhtes	$I_y = 2140 \text{ cm}^4$.
Vastupanumoment y-telje suhtes	$W_{pl} = 250 \text{ cm}^3$.
Terase elastsusmoodul	$E = 210\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$.
Terase normatiivne voolavuspiir	$f_y = 210 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$.

4.1.2 Terastalade ristlõikeklassi määramine

Ristlõike klass määratakse:

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 1;}$$

$$\frac{c}{t} \leq 83\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 2;}$$

$$\frac{c}{t} \leq 124\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 3;}$$

$$\frac{c}{t} \geq 124\varepsilon - \text{Ristlõikeklass 4,}$$

kus

c – tala seina (vöö) puhaskõrgus, mm;

t – tala seina (vöö) paksus, mm;

ε – terase mõju arvestav tegur.

Terase tugevuse mõju arvestav tegur leitakse:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{210}} = 1,058 \quad (4.1)$$

kus

f_y – terase normatiivne voolavuspiir, N/mm².

Tala seina puhaskõrgus

$$c = h - 2 * (t_f + r) = 200 - 2 * (11,3 + 7,5) = 162,4 \text{ mm} \quad (4.2)$$

Surutud osade mõõtmete piirsuhted

$$\frac{c}{t_w} \leq 72 * \varepsilon \Rightarrow \frac{162,4}{7,5} = 21,62 < 72 * 1,058 = 76,18 \quad (4.3)$$

Tala kuulub ristlõikeklassi 1.

4.1.3 Ristlõike plastne põikjõu kandevõime kontroll

Ristlõike plastne põikjõukandevõime kontrollil tuleb rahuldada tingimus:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}, \quad (4.4)$$

kus

V_{Ed} – põikjõud, kN;

$V_{pl,Rd}$ – põikjõukandevõime, kN.

Põikjõukandevõime leitakse (väändemoment puudub):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}} = \frac{1540 * 210}{\sqrt{3} * 1,0} = 186,75 \text{ kN}, \quad (4.5)$$

kus

A_v – terastala ristlõike pindala, cm²;

γ_{M0} – materjali osavarutegur.

Ristlõike lõikepindala leitakse:

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 15,4 \text{ cm}^2. \quad (4.6)$$

4.1.4 Tala seina nihkestabiilsuse kontroll

Tala seina nihkestabiilsus on tagatud ja ei vaja kontrollimist, kui profiili seina kõrguse ja paksuse suhe rahuldab tingimust:

$$\frac{h_w}{t_w} < \frac{72}{\eta} * \varepsilon \Rightarrow \frac{200}{7,5} = 26,7 < \frac{72}{1,2} * 1,058 = 63,48, \quad (4.7)$$

kus

h_w – profiili seina kõrgus, mm;

t_w – profiili seina paksus, mm;

η – tegur, mis võrdub 1,2 kui $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ ja 1,0 kui $f_y > 460 \text{ N/mm}^2$ [16:441].

4.1.5 Paindekandevõime kontroll

Paindekandevõime tagamiseks tuleb rahuldada järgmine tingimus:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}, \quad (4.8)$$

kus

M_{Ed} – paindemoment talas, kN*m.

$M_{c,Rd}$ – ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimuva painde korral, kNm.

Ristlõike arvutuslik paindekandevõime ühe peatelje suhtes toimuva painde korral leitakse:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{250 * 10^3 * 210}{1,0} = 52,5 \text{ kNm}, \quad (4.9)$$

kus

$W_{pl,y}$ – profiili plastne vastupanumoment, cm³.

4.1.6 Läbipainde kontroll

Tala maksimaalne läbipaine lauskoormuse korral lihttala skeemi kohaselt leitakse [16, tabel 4.1]:

$$\delta = \frac{5 * q * l^4}{384 * E * I_y}, \quad (4.10)$$

kus

q – koormuse tavakombinatsioon, kN/m²;

l – tala sille, m;

E – terase elastsusmoodul, $E=21000$ N/mm²;

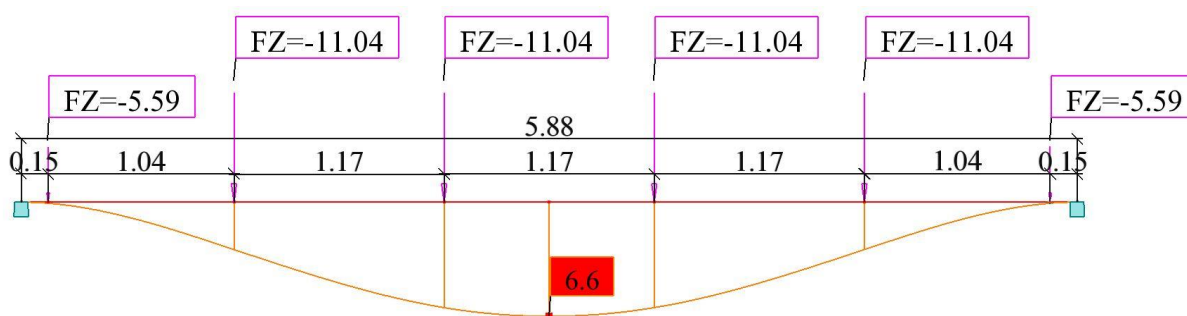
I_y – profiili inertsimoment, cm⁴.

Tala maksimaalne läbipaine lauskoormuse korral toemomentidega arvutusskeemi kohaselt leitakse [16, tabel 4.2]:

$$\delta = \frac{q \cdot l^4 \cdot s}{384 \cdot E \cdot I_y}. \quad (4.11)$$

4.2 Terastala arvutusliku maksimaalse läbipainde leidmine

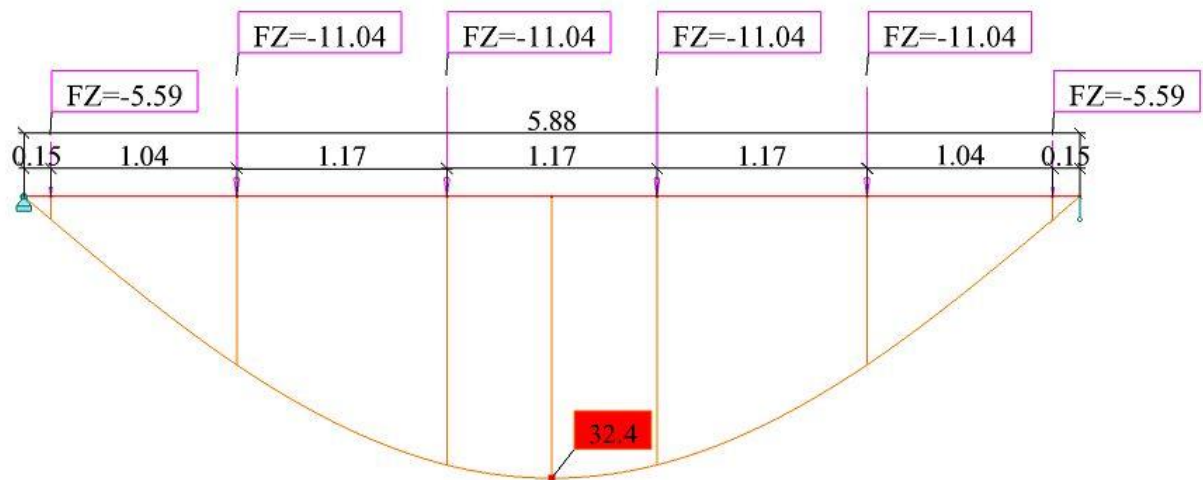
Terastala läbipainde epüüri leidmiseks on kasutatud arvutusprogrammi *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018*. Arvutusprogrammis koostati kaks erinevat skeemi - toemomentidega arvutusskeem joonisel 4.1 ja lihttala skeem joonisel 4.2. Arvutusskeemides on tähistatud koormused tähisega FZ. Koormuse suurus on võetud koormuskatsest nr 2 maksimaalne katsekoormus, mis mõjus ühele talale. Koormus on paigaldatud vastavalt koormusjaotusele läbi puitkarkassi. Tala ristlõikeks on valitud kitsaste vöödega I- profiil (INP).



Joonis 4.1. Toemomentidega tala arvutusskeem koos läbipainde epüüriga.

Arvutusskeemi toed on defineeritud kui kinnised toed, mis ei saa pöörduda. Tala läbipaine keskel on 6,6 mm. Toepiirkonnas on näha, et läbipained on väiksemad.

Joonisel 4.2 näidatud arvutusskeemis on toed defineeritud liigendtoena, mis võimaldab talal toel pöörduda. Koormuse suurused ja asukohad on samad nagu eelmise skeemi juures kirjeldatud.

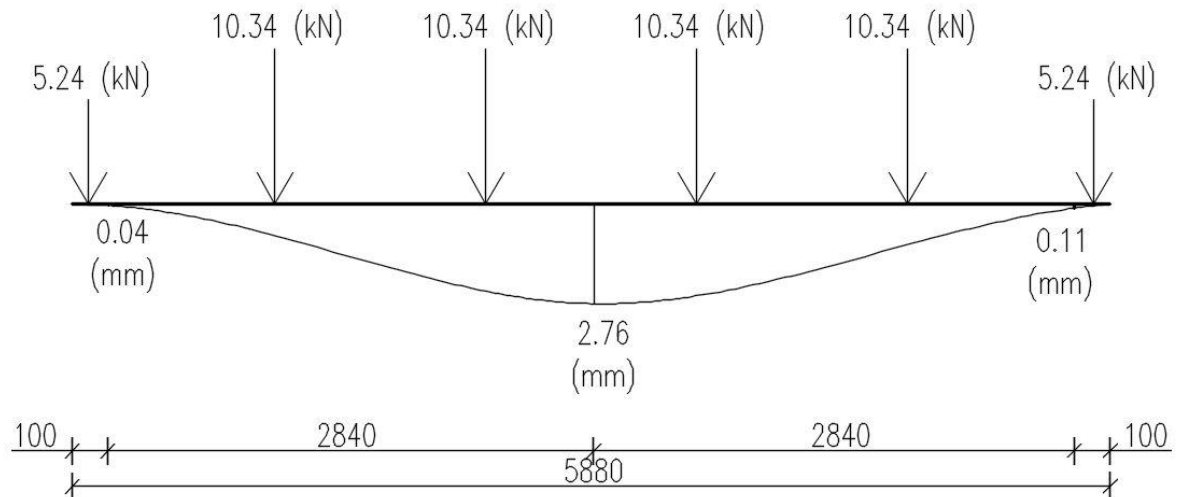


Joonis 4.2. Lihttala arvutusskeem koos läbipainde epüüriga.

Lihttalaskeemi järgi arvutatud tala läbipaine on 32,4 mm.

4.3 Arvutustulemuste võrdlemine katsetulemustega

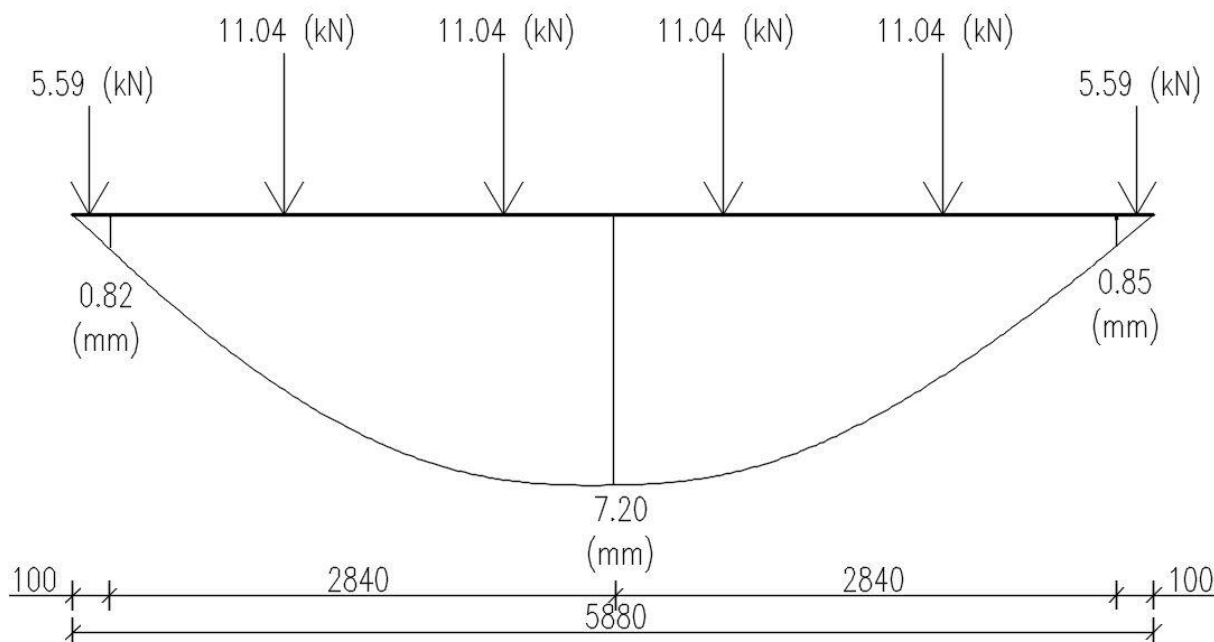
Koormuskatsel nr 1 ja nr 2 mõõdeti vahelaekonstruktsioonis olevate terastalade läbipainet. Mõlemast koormuskatsel valiti välja suurima läbipaindega talad – koormuskatsel nr 1 oli K1-2 ja katsel nr 2 oli K2-1. Joonisel 4.3 on näidatud K1-2 talale mõjunud koormus, mis on $\frac{1}{2}$ maksimaalsest katsekoormusest. Koormused on märgitud punktkoormustena, mis vastas koormuse jaotusele läbi puitkarkassi.



Joonis 4.3. Terastala läbipainde epüür talal K1-2, talale paigaldatud mõõtekellade järgi.

Läbipainde epüür on koostatud tala alla paigaldatud kolme mõõtekella lugemite järgi. Äärmised mõõtekellad olid paigaldatud seintest 100 mm kaugusel ja keskmine tala silde keskel. Tala keskel on olnud tala läbipaine 2,76 mm ja tugede juures vastavalt 0,4 mm ja 0,11 mm. Koormuskatsel ja arvutusprogrammiga leitud epüüride võrdlemisel on näha sarnastust joonisel 4.1 esitatud läbipainde epüüri. Epüüride suurusi omavahel võrreldes on näha, et arvutustega leitud tala läbipaine on üle kahe korra suurem. Kuna koormuskatses ei paigaldatud naabertaladele mõttekellasid, siis ei ole teada kui palju nad koormuse jaotamisel osalesid.

Joonisel 4.4 on näidatud katse nr 2 tala K2-1 talale on mõjunud koormus, mis on $\frac{1}{2}$ maksimaalsest katsekoormusest ja sellest koostatud läbipainde epüür. Koormusskeemil on märgitud punktkoormused, mis vastas koormuse jaotusele läbi puitkarkassi.



Joonis 4.4. Terastala läbipainde epüür talal K2-1, talale paigaldatud mõõtekellade järgi.

Läbipainde epüüri tegemisel võeti kolme mõõtekella näidud, mis oli ühele talale paigaldatud. Saadud näitude põhjal on tehtud paraboolne läbipainde epüür. Tala keskel on olnud läbipaine 7,20 mm ja tugede juures vastavalt 0,82 mm ja 0,85 mm. Koormuskatsel ja arvutusprogrammiga leitud epüüri kujude võrdlemisel on näha sarnastust joonisel 4.2 esitatud läbipainde epüüriga. Maksimaalse läbipainete erinevus on üle nelja korra. Kuna katsetes ei olnud mõõtekellasid naabertaladele lisatud, siis puudub ülevaade, kui palju naabertalad kaasa vajusid. Vaadates katsepiirkonda joonisel 3.9, siis on näha, et tala K2-1 kõrval oli betoontala, mis on ühendatud uuritava terastalaga. Antud betoontalal oli kindlasti oma roll koormuse vastuvõtmisel. Joonisel 4.1 ja 4.4 saadud maksimaalse läbipainete võrdlemisel on näha, et nende suurused on sarnased vastavalt 6,6 mm ja 7,2 mm. Võrreldes mõlema kaste terastalade epüüri (joonisel 4.3 ja 4.4), siis on näha nende epüüride kuju ja läbipainde maksimaalse suuruse erinevust. Katse nr 2 terastala K2-1 maksimaalne läbipaine on üle kahe korra suurem kui katse nr 1 tala K1-2. Kuna nende talade toetused on samad, siis läbipainete erinevat suurust saab seletada korrosiooni tõttu vähenenud terastalade ristlõikega.

Arvutuslike läbipainde ja katseliste epüüride tulemuste võrdlemiseks oleks pidanud olema paigaldatud ka naabertaladele mõõtekellad. Katsetatud taladele oleks pidanud täpsema läbipaindekuju saamiseks olema lisaks vähemalt kaks mõõtekella ühel talal, mille järgi oleks saanud epüüri kuju täpsemalt koostada.

Terastalade tööskeemi määramisel saab epüüri kujude järgi väita, et Tala K1-2 töötab pigem toemomentidega skeemi kohaselt ja tala K2-1 töötab pigem lihttala skeemi kohaselt, kuna katse nr 2 talad oli tugeva korrosioonikahjustusega, mis näitab, et tala jäikus on vähenenud.

Talade tugevduslahenduste arvutamisel tuleb kindlasti tähelepanu pöörata ka seintes olevatele ja juurde tehtavatele avadele. Kui mõlemas tala otsas on ukseavad, siis see tala ei võta toel momenti vastu.

5. ETTEPANEKUD VAHELAE TUGEVDAMISEKS RENOVEERIMISEL

5.1 Vahelae kasutamise võimalused

Käesaoleva magistritöö raames uuritava objekti vahelagi oli erinevate kahjustustega – terastalad ja betoonis olev sarrus osaliselt korrodeerunud ja betoon läbi karboniseerunud. Peamiseks põhjuseks on olnud niiske keskkond, mis on konstruktsiooni kahjustanud. Samas on hoone 100 aastat kestnud. Vahelae koormuskatsed näitasid, et konstruktsioonil on säilinud vajalik kandevõime.

Vahelae konstruktsiooni on võimalik kasutada edaspidiselt, kui muudetakse keskkonda kuivemaks. Keskkonna tingimuste muutmisega on võimalik peatada korrosioon terastaladel ja betoonis. Betoonis oleva sarruse korrosioon algab 50-60%-lise õhu suhtelise niiskuse juures [20].

Vahelae betoonplaat oli läbi karboniseerunud. Kuigi läbi karboniseerunud betoon ei paku sarrusele ettenähtut kaitset, siis on sel ka positiivne mõju. Karboniseerumisel tekib kaltsiumkarbonaadi (CaCO_3), mille maht on suurem kui kaltsiumhüdroksiidil (Ca(OH)_2). Sellega väheneb betooni poorsus. Karboniseerunud betooni välispinna tugevus on suurem ja niiskuse liikumine betoonkivis väheneb [24].

Olemasoleva konstruktsiooni jätkuvaks kasutamiseks on vajalik teada, millised koormused konstruktsioonile mõjuvad ning kuidas neid vastu võetakse. Käesolevas töös uuritud hoonesse on rajatud korterelamu, mille käigus muudeti keskkonnatingimused vahelae konstruktsioonile oluliselt paremaks.

Karl Õiger on oma raamatus „Ehitiste renoveerimine“ esitanud järgmised konstruktsiooni tugevdamise põhimõttelised variandid [25:209-210]:

- a) koondatud koormuste ühtlasem jaotamine;
- b) tugevdamine konstruktsiooni tööskeemi muutmata;
- c) tugevdamine konstruktsiooni või selle elemendi arvutusskeemi muutmisega;
- d) jäikuse suurendamiseks lisaosade paigaldamisega.

Käesolevas töös käsitletakse olemasoleva konstruktsiooni arvutusskeemi muutmata ja arvutusskeemi muutmisega tugevduslahendust.

5.2 Vahelae tugevdamise kontrollarvutused

Tugevduslahenduste valikul lähtutakse terastala seisukorrast ja planeeringus ette nähtud lahendusi arvestavalt. Planeeringus on teise korruse põrandale ettenähtud raudbetoonpõrand, mis on toetatud olemasolevate terastalade peale. Uue vahelae kandevõime määramiseks on kontrollitud kahte tugevduslahendust: 1) arvutusskeemi muutmata - projekteeritav raudbetoon ja olemasolev terastala pannakse koos tööle ja 2) arvutusskeemi muutes – olemasolev terastala tehakse jätkuvtalaks.

Terastala ja projekteeritava betoonplaadi koostöötamist vaadeldakse komposiitkonstruktsioonina. Komposiitkonstruktsiooni valiku tingimuseks on talade seisukord. Sellist lahendust sai kasutada ainult üksikule tervele talale vaid valiku tegemiseks peab vaatama talade gruppi, mida saab koos tööle rakendada.

Olemasoleva terastala alla rajatakse abitalade võrgustik, millega muudetakse lihtalana töötav terastala jätkuvtalaks, pannes sinna alla tugevana töötavad terastalad. See on arvutusskeemi muutev tugevduslahendus. Kuna jätkuvtala lahendusega on võimalik oluliselt vähendada olemasoleva tala sisejõudusid, siis sobib ka see lahendus korrosioonikahjustusega taladele.

5.2.1 Lähteandmed ja tingimused

Tugevduslahenduste kontrollarvutuste tegemisel lähtutakse konkreetsetest tingimustest, mis mõjuvad vahelae tüüp nr 1-le :

- 1) olemasolev terastala töötab lihttalana,
- 2) terastalade peale valatav betoonplaat toetub ainult terastaladele ja töötab jätkuvplaadina,
- 3) betoonplaadi paksus on 120 mm ja kahes kihis armeeritud,
- 4) vahelaele mõjub ühtlane lauskoormus, mis sõltub ruumi kasutusest,
- 5) terastala voolavuspiir on 210 MPa.

5.2.2 Kasuskoormus

Kasuskoormuseks loetakse muutuvkoormusi, mis on tekitatud inimeste, mööbli, teiseldavate vaheseinte, ladustatud kaupade jms poolt. Vahelaele mõjuvad koormused määratakse ruumi funktsiooni järgi [21]. Vaadeldavas hoones on kavandatud eluruumid.

Tabel 5.1. Eluruumide kasuskoormused. [21: tabel 6.2]

Ruumi klass	Pinna kasutamise iseloom	Kasuskoormuse normväärtus	
		q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)
A	Eluruumid, haiglapalatid, hotellide numbritoed, köögid ja WC-d.	2,0	2,0

Kasuskoormuste mõju arvestatakse ülepinnajaotatud koormusena g_k ja punktkoormusena Q_k .

Renoveeritavas hoones on vaheseinad laotud Fibo 3 MPa 100mm ja kahelt poolt krohvitud. Need toetuvad uuele projekteeritud raudbetoonplaadile. Sellise seina joonkoormus vahelaele on 3,0 kN/jm. Vaheseintest tulev koormus võetakse arvesse ühtlaselt jaotatud koormusena. Kuna terastaladele peale valatud betoonplaat võimaldab koormust jagada külgsuunas. Ehituskonstruksioonide koormuse standardi järgi tuleb pinna kasutamise koormusele lisaks arvestada vaheseinte omakaal 1,2 kN/m² [21].

5.2.2 Omakaalukoormused

Omakaalukoormused on vahelae konstruktsiooni omakaal, mis on määratud projektmõõtmete ja mahukaalu järgi [16, lk 184].

Tabel 5.2. Omakaalukoormused.

Koormuse nimetus	Kihi paksus (mm)	Mahukaal (kN/m ³)	Kihi kaal (kN/m ²)
Viimistlus			0,1
RB plaat	120	25	3
Kergkruus fr.4...10mm	100	3,2	0,32
Terastalad INP 200, samm 1400	200		0,19
Ol.olev betoonplaat	100	22	2,2
Ripplagi (sh. riputuskooormus)			0,2

Koormus kokku (g_k)

6,01

5.2.3 Koormuskombinatsioonid

Kande- ja kasutuspiirseisundi koormuskombinatsioonid on määratud vastavalt standardile EVS-EN 1990:2002+NA:2000 [22].

Kandepiirseisundi koormuskombinatsioon:

$$q_d = \gamma_G * g_k + \gamma_Q * q_k = 1,2 * 6,01 + 1,5 * 3,2 = 12,01 \text{ kN/m}^2 \quad (5.1)$$

kus

γ_G – alaliskoormuse osavarutegur, $\gamma_G = 1,2$;

g_k – normatiivne omakaalukoormus, kN/m^2 ;

γ_Q – muutuvkoormuse osavarutegur, $\gamma_Q = 1,5$;

q_k – normatiivne kasuskoormus, kN/m^2 .

Kasutuspiirseisundi normkombinatsioon :

$$q_{serv} = g_k + q_k = 6,01 + 3,2 = 9,21 \text{ kN/m}^2 \quad (5.2)$$

5.2.4 Vahelae terastaladele mõjuvad koormused

Vahelae taladele mõjuvaks koormuseks kandepiirseisundis on $q_d = 12,0 \text{ kN/m}^2$ ja kasutuspiirseisundis $q_{serv} = 9,21 \text{ kN/m}^2$. Tugevduslahenduste kontrollarvutustes kasutatakse nimetatud koormusi.

5.2.5 Olemasoleva terastala kontrollarvutus paindele ja lõikele uue koormusega

Käes olevas alajaotises kontrollitakse olemasoleva terastala INP200 kandevõimet vastavalt tööskemile koos vahelae mõjuvate koormustega, mis on leitud eelmises punktis 5.2.4.

Lihttala arvutusskeemi maksimaalne paindemoment sildes leitakse valemiga:

$$M_d = \frac{q_d * s * l^2}{8} = \frac{12,01 * 1,4 * 5,88^2}{8} = 72,6 \text{ kNm}. \quad (5.3)$$

kus

q_d – talale mõjuv pinnakoormus, kN/m^2 ;

s – talade samm, m;

l – talale sille, m.

Toel momentidega arvutusskeemi järgi leitakse tala paindemomendid toel ja sildes [27, tabel 5.1]:

$$M_{toel,d} = \frac{q_d * s * l^2}{12} = \frac{12,01 * 1,4 * 5,88^2}{12} = 48,4 \text{ kNm}. \quad (5.4)$$

$$M_{sildes,d} = \frac{q_d * s * l^2}{24} = \frac{12,01 * 1,4 * 5,88^2}{24} = 24,2 \text{ kNm}. \quad (5.5)$$

Alajaotises 4.1.5 leitud tala INP200 paindekandevõime oli $M_{c,Rd} = 52,6 \text{ kNm}$. Lihttala skeemi kohaselt töötava tala paindekandevõime ei ole tagatud (valem 4.8). Toel momentidega arvutusskeemi kohaselt on tala kandevõime tagatud (valem 4.8) ja ei ole vajadust tugevdada.

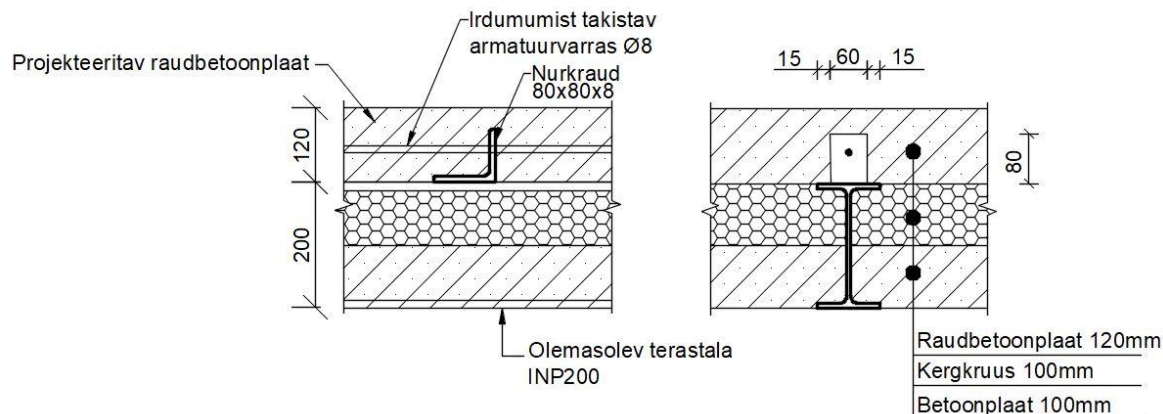
Terastala põikjõu kandevõime suurus on leitud alapunktis 4.1.3, kus $V_{pl,Rd} = 186,75 \text{ kN}$. Terastala maksimaalne arvutuslik põikjõud leitakse valemiga:

$$V_d = \frac{q_d * s * l}{2} = \frac{12,01 * 1,4 * 5,88}{2} = 49,4 \text{ kN}. \quad (5.6)$$

Terastala põikjõu tugevustingimus on rahuldatud (valem 4.4). Kui terastala tööskeem on toelmomentidega, siis kontrollitakse paindemomendi ja põikjõu koosmõju. EVS-EN 1993-1-1:2006 põhjal võib põikjõu mõju paindekandevõimele arvestamata jätta, kui põikjõud on väiksem kui pool plastsest põikjõu kandevõimest [17:66].

5.3 Terastala ja projekteeritava betoonplaadi töötamine komposiitkonstruktsioonina

Antud lõputöös uuritava hoone olemasoleva vahelae konstruktsiooni kandevõimet saab tõsta, kui panna olemasolevad terastalad ja projekteeritav betoonplaat koos tööle. Konstruktsioonide koostöötamine suurendab paindejäikust. Terastala on kogu ristlõike ulatuses tõmmatud. Sellist lahendust saab teha, eeldusel, et terastalade ristlõige ei ole korrosiooni tõttu vähenenud. Tala ja betoonplaadi vahel olev nihkeliide teostatakse nurkterasega (joonis 5.1). Järgnevad arvutused tehti vastavalt EPN-ENV 4.1.1 projekteerimisejuhiste [23]. Terastala andmed on toodud alapunktis 4.1.1.



Joonis 5.1. Komposiitkonstruktsiooni lõige

5.3.1 Sisejõudude leidmine

Arvutuslikud maksimaalsed sisejõud on leitud jaotises 5.2.5 - paindemoment $M_d = 72.6 \text{ kNm}$ (valemiga 5.3) ja põikjõud $V_d = 49.4 \text{ kN}$ (valemiga 5.6).

5.3.1 Paindekandevõime kontrollimine

Paindekandevõime tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$M_d \leq M_{pl,Rd} = 72,6 < 130,1, \quad (5.7)$$

kus

M_d – arvutuslik paindemoment talas, $\text{kN}\cdot\text{m}$;

$M_{pl,Rd}$ – komposiittala plastne kandevõime, $\text{kN}\cdot\text{m}$.

Komposiittala plastset kandevõimet saab arvutada nii terasosa kui ka betoonosa kaudu.

Komposiittala plastne kandevõime terasosa kaudu arvutades:

$$M_{pl,Rd.s} = \frac{A_a \cdot f_y \cdot z_i}{\gamma_a} = \frac{3340 \cdot 210 \cdot 204,0}{1,1} = 130,1 \text{ kNm}, \quad (5.8)$$

kus

A_a – terastala ristlõike pindala, cm^2 ;

f_y – terase norm-voolavuspiir, N/mm^2 ;

z_i – betoon- ja terasosas mõjuvate pikijõudude õlg, mm ;

γ_a – terase tugevuse osavarutegur, $\gamma_a = 1,1$.

Betoonosa kaudu arvutades komposiittala kandevõime:

$$M_{pl.Rd.c} = (b_{eff} * z) * f_{cd}^* * z_i = 1400 * 32,1 * 14,2 * 204,0 = 130,1 \text{ kNm}, \quad (5.9)$$

kus

b_{eff} – betoonosa arvutuslaius, mm;

z – survetsooni sügavus, mm;

f_{cd}^* – betooni tinglik arvutustugevus, MPa.

Betooni tinglik arvutussurvetugevus leitakse:

$$f_{cd}^* = 0,85 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}, \quad (5.10)$$

kus

f_{ck} – betoonosa normatiivne survetugevus, MPa;

γ_c – betooni osavarutegur, $\gamma_c = 1,5$.

Komposiittala betoonosana töötava betoonplaadi arvutuslaiuse b_{eff} võib lihtsustatult võtta kummaldi pool terastala 1/8 tala paindemomendi epüüri nullkohtade vahekaugusest L_0 , mis on lihttala puhul 1/8 sildest. Arvutuslaiust ei tohi võtta suuremaks kui betoonplaadi tegelik laius või terastalade vahekaugus b_0 .

Arvutuslaius leitakse valemist:

$$b_{eff} = 2 * \frac{1}{8} * L_0 = \frac{L_0}{4} \leq b_0 \Rightarrow \frac{5,88}{4} = 1,47 > 1,4, b_{eff} = 1,4 \text{ m}, \quad (5.11)$$

kus

L_0 – vahelae sille, m;

b_0 – terastalade vahekaugus, m.

Betoonosa survetsooni sügavus z leitakse pikijõudude plastsest pingeaotuse kohasest tasakaalust:

$$z = \frac{A_a * f_y}{b_{eff} * f_{cd}^* * \gamma_a} = \frac{3340 * 210}{1400 * 14,2 * 1,1} = 32,1 \text{ mm}. \quad (5.12)$$

Betoon- ja terasosas mõjuvate pikijõudude õlg leitakse:

$$z_i = \frac{h_a}{2} + h - \frac{z}{2} = \frac{200}{2} + 120 - \frac{32,1}{2} = 204,0, \quad (5.13)$$

kus

h_a – terastala kõrgus, mm;

h – betooni osa kõrgus, mm;

z – survetsooni sügavus, mm.

Saadud arvutuste põhjal on komposiitkonstruktsioonina töötava vahelae paindekandevõime terasosa järgi arvutatud (5.6) $M_{pl,Rd} = 130,1 \text{ kNm}$. Betoonosa järgi on sama tulemus. Tingimus $M_d \leq M_{pl,Rd}$ on täidetud. Alapunktis 4.1.5 arvutatud terastala paindekandevõime on $M_{c,Rd} = 52,5 \text{ kNm}$. Komposiitkonstruktsioonina töötava vahelae kandevõime on üle kahe korra suurem kui ainult terastalaga.

5.3.2 Põikjõukandevõime kontrollimine

Põikjõukandevõime tagamiseks tuleb rahuldada tingimust:

$$V_d \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow 49,4 < 186,7, \quad (5.14)$$

kus

V_d – põikjõud, kN;

$V_{pl,Rd}$ – komposiittala põikjõukandevõime, kN.

Komposiittala arvutuslik põikjõukandevõime V_{Rd} loetakse võrdseks terasosa põikjõu kandevõimega. Jaotises 4.1.3 on arvutatud terastala põikjõu kandevõime, mis on $V_{pl,Rd} = 186,7 \text{ kN}$. Tingimus 5.12 on rahuldatud.

5.3.3 Läbipainde kontrollimine

Komposiittala läbipainde arvutamiseks vajalikud painde- ja pikijäikused tuleb eraldi arvutada mõlema osa kohta .

Läbipainde tagamiseks peab olema rahuldatud tingimus:

$$\delta \leq \delta_{lub}, \quad (5.15)$$

kus

δ – maksimaalne läbipaine, mm;

δ_{lub} – lubatud läbipaine, mm.

Betoonosa paindejäikus leitakse:

$$(EI)_c = E_{c'} * \frac{b_{eff} * h^3}{12}, \quad (5.16)$$

kus

$E_{c'}$ – betooni tinglik elastsusmoodul, N/mm²;

h – betoonplaadi kõrgus, mm.

Betooni tinglik elastsusmoodul leitakse:

$$E_{c'} = 0,5 * E_{cm}, \quad (5.17)$$

kus

E_{cm} – betooni elastsusmoodul, N/mm²;

Terasosa paindejäikus leitakse:

$$(EI)_a = E * I_y, \quad (5.18)$$

kus

E – terase elastsusmoodul, N/mm²;

I_y – terasprofiili inertsimoment, mm⁴.

Teras- ja betoonosa paindejäikuste summa leitakse:

$$(EI)_{ni} = (EI)_c + (EI)_a. \quad (5.19)$$

Betoonosa pikijäikus leitakse:

$$(EA)_c = E_{c'} * b_{eff} * h \quad (5.20)$$

Terasosa pikijäikus leitakse:

$$(EA)_a = E * A_a \quad (5.21)$$

Teras- ja betoonosa pikijäikuste summa leitakse:

$$(EA)_i = (EA)_c + (EA)_a. \quad (5.22)$$

Betoon- ja terasosa koostöö tegur leitakse α_i :

$$\alpha_i = \frac{e_i^2 * (EA)_c * (EA)_a}{(EI)_{ni} * (EA)_i}, \quad (5.23)$$

kus

e_i – betoon- ja terasosa paindetelgede vahekaugus, mm;

$(EA)_c$ – betoonosa pikijäikus, N;

$(EA)_a$ – terasosa pikijäikus, N;

$(EA)_i$ – betoon- ja terasosa pikijäikuste summa, N.

Betoon- ja terasosa paindetelgede vahekaugus leitakse:

$$e_i = \frac{h_a}{2} + \frac{h}{2} \quad (5.24)$$

kus

h_a – terastala kõrgus.

Komposiittala paindejäikus leitakse:

$$(EI)_i = (1 + \alpha_i) * (EI)_{ni}, \quad (5.25)$$

kus

α_i – betoon- ja terasosa koostöötegur;

$(EI)_{ni}$ – betoonosa ja terasosa paindejäikuste summa, Nmm².

Komposiittala maksimaalne läbipaine leitakse:

$$\delta = \frac{5 * q_{serv} * l^4 * s}{384 * (EI)_i}, \quad (5.26)$$

Lubatud läbipaine leitakse:

$$\delta_{lub} = \frac{l}{250}, \quad (5.27)$$

kus

q_{serv} – koormuse tavakombinatsioon, kN/m²;

l – tala sille, m;

s – tala samm, m;

$(EI)_i$ – komposiittala paindejäikus, N*mm².

Näidatud avaldiste põhjal arvutatud komposiittala läbipaine on $\delta = 9,3mm$, lubatud läbipaine on $\delta_{lub} = 23,5mm$. Läbipainde tingimus on täidetud.

5.3.4 Nihke tüübel

Täisbetoonplaadi korral võib kasutada nurkterasest nihketüübleid, mille keevitamine terastala külge ei eelda spetsiaalset keevitusseadet. Nurkterases peab olema plaadi irdumist takistav armatuurvarras (joonis 5.1).

Nurkterasest nihketüübli arvutuskandevõime leitakse:

$$P_{Rd} = \frac{10 * b * (h * f_{ck})^{3/4}}{\gamma_v} = \frac{10 * 60 * (80 * 25)^{3/4}}{1,25} = 143,6 \text{ kN}, \quad (5.28)$$

kus

b – nurkterase laius, mm;

h – nurkterase kõrgus, mm;

f_{ck} - betooni normatiivne survetugevus, MPa;

γ_v - nihkeliite osavarutegur, 1,25.

Näidatud arvutuste põhjal on nurkterasest nihketüübli arvutuslik kandevõime $P_{Rd} = 143,6 kN$.

Betoonplaadi irdumist takistav varrasarmatuur peab rahuldama tingimust:

$$\frac{A_e * f_{sk}}{\gamma_s} \geq 0,1 * P_{Rd} \Rightarrow \frac{50 * 435}{1,15} = 18,9 > 0,1 * 143,6 = 14,4, \quad (5.29)$$

kus

A_e - armatuuri ristlõike pindala mm²;

f_{sk} - armatuuri normatiivne voolavuspiir, MPa;

γ_s -armatuuri osavarutegur, $\gamma_s = 1,15$.

Saadud arvutuste põhjal sobib irdumist takistavaks armatuurvarda läbimõõduks 8 mm.

Vajalike nihketüüblite arvu määramisel talal leitakse esmalt tala maksimaalne tõmbe jõud:

$$F_{pl,f} = \frac{A_a * f_y}{\gamma_a} = \frac{3340 * 210}{1,1} = 637,6 MPa. \quad (5.30)$$

Nihketüüblite arvu leidmisel on eeldatud, et talale paigaldatud nurkterasest nihketüübli deformeerumisvõime $\delta_{uk} \leq 6 mm$. Lõikejõud nihkeliites muutub lihttala korral lineaarselt väärtusest $2F_{pl,f}$ toel kuni 0 tala keskel. Sellisel juhul on toepiirkonnas nihketüüblite arv kaks korda tihedam kui silde keskosas [16:479].

Nihketüüblite arv poolele talale leitakse valemiga:

$$N_f = \frac{2F_{pl,f}}{P_{Rd}} = \frac{2 * 637,6}{143,6} = 9. \quad (5.31)$$

Poole tala tüüblid jaotuvad - toe poolsele neljandikule on 6 ja ava keskmisele neljandikule 3.

Komposiitkonstruktsiooniga saab vahelae kandevõimet tõsta üle kahe korra.

5.4 Terastala arvutusskeemi muutmine jätkuvtalaks

5.4.1 Terastala arvutusskeemid

Konstruksiooni tugevdamine arvutusskeemi muutmisega on tõhus meetod [25: 154]. Kui muuta lihttalana töötav terastala jätkuvalaks, siis on võimalik vähendada oluliselt talas olevaid sisejõudusid. Jätkuvtala skeemi koostamiseks tuleb olemasolevate terastalade alla paigaldada abitalad. Abitalad on risti terastaladega. Abitalad tuleb toetada, kas olemasolevatele seintele või uutele seintele.

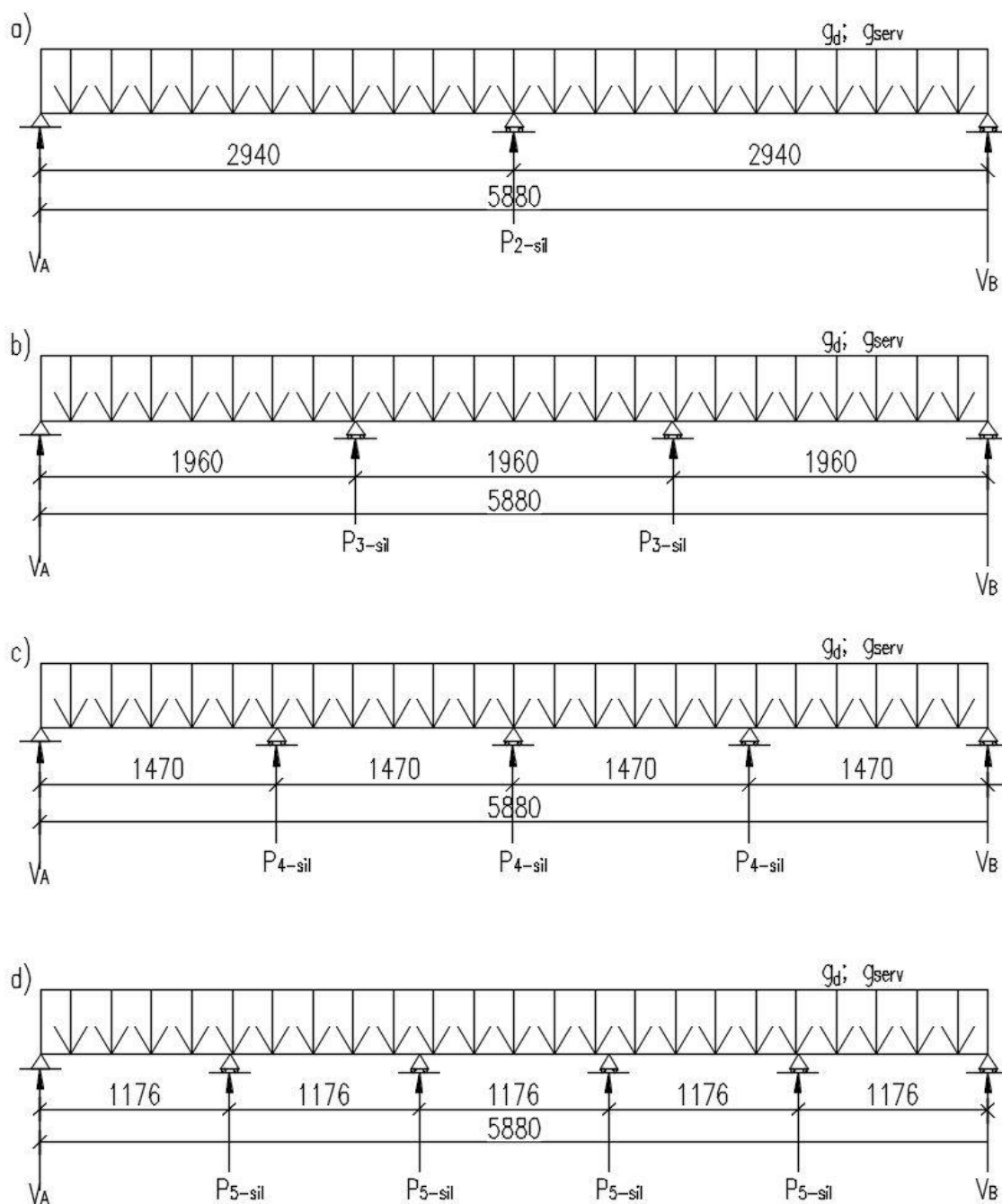
Käesolevas töös uuritud hoone esimesele korrusele on planeeringus ettenähtud ruumide vahelised seinad, mis on toetatud vundamendile. Neid seinu kasutatakse abitalade toetusteks. Seinte maksimaalne vahekaugus on 3,8m. Järgnevad arvutused on tehtud erinevate abitalade sammu korral kasutades arvutusprogrammi *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018*. Arvutused on tehtud vastavalt EN 1993-1:2005/A1:2014 järgi. Joonisel 5.2 on näidatud terastala arvutusskeemid:

- a) kahesildeline tala,
- b) kolmesildeline tala,
- c) neljasildeline tala,
- d) viisesildeline tala.

Arvutusprogrammis on jätkuvtalade tugi A defineeritud liigendtoena ja teised toed rulliktoena. Arvutusskeemist saadud sisejõudega näidatakse, kui palju vähenevad tala sisejõud vastavalt sillete arvule. Vastavalt terastala sisejõudele ja ristlõikele saab kontrollida kandevõimet. Kuna korrosiooni tõttu on terastala ristlõige vähenenud, siis kandevõime arvutustes tuleb seda edaspidi arvestada. Käesolevas töös ei ole vähenenud ristlõikega terastala arvutusi tehtud.

Arvutusskeemis on märgitud koormused, mis on leitud punktis 5.2.4: $g_d = 12,0 \text{ kN/m}^2$ ja $q_{serv} = 9,21 \text{ kN/m}^2$.

Arvutusprogrammiga leitud sisejõud on esitatud lisas 5 L5-1...L5-3.

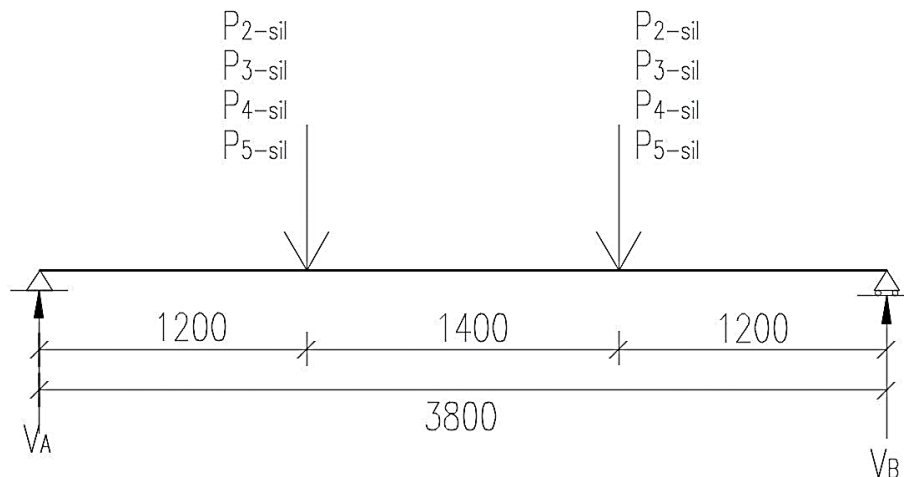


Joonis 5.2 Erinevad jätkuvtala arvutusskeemid.

Abitaladele mõjuvad koormused saadakse jätkuvtala arvutusskeemist keskmistelt tugevalt. Nelja- ja viiesildelisest arvutusskeemist valitakse keskmistest tugedest suurim väärtus. Abitala profiiliks kasutati IPE profiili. Abitala maksimaalne lubatud läbipaine kasutuspiirseisundis on 1/250. Abitala arvutusskeem on näidatud joonisel 5.3. Arvutusprogrammiga leitud sisejõud on esitatud lisas 6 L6-1...L6-3.

Arvutusprogrammis on tala tugi A defineeritud liigendtoena ja tugi B rulliktoena. Talale on lisatud maksimaalsed koormused, mis on saadud jätkuvtala vastavatelt tugevalt, mis on

näidatud lisas 5 (tala koormused ja toereaktsioonid). Tala arvutustes on arvestatud tala kiivusega. Toetatav terastala toetub abitala ülemise flantsile ja sellega on abitala tala ülemisele flantsile toetuspunkt.



Joonis 5.3. Abitala arvutusskeem.

5.4.2 Arvutustulemused

Abitalade kandevõime kontroll on esitatud lisas 7 (L7-1...L7-4) arvutusprogrammi *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018* väljatrükina. Jätkuvtalade arvutusskeemi sisejõudude ja toereaktsioonide väljavõtte on esitatud tabelis 5.1. Tabelist on näha, mida rohkem on terastalal tugesid seda väiksemad tala sisejõud.

Tabel 5.1 Jätkuvtala sisejõud ja toereaktsioonid sõltuvalt tuge arvest

Jätkuvtala arvutusskeem	Keskmiste tuge arv	Momendid		Põikjõud	Toereaktsioon
		Mmax, kNm	Mmin, kNm	V, kN	P-sil, kN
Kahesildeline	1	10,19	-18,15	-30,87	61,74
Kolmesildeline	2	5,15	-5,82	-18,44	36,22
Neljasildeline	3	2,80	-3,14	-14,01	28,22
Viiesildeline	4	1,81	-2,45	-11,96	22,36

Tabel 5.2 Abitalade sisejõud ja koondtabel

Abitala	Terastala Profiil	Moment M _{max} , kNm	Põikjõud, V _{kN}	Paindekande- võime, M _{b,Rd}	Deformat- sioon, mm	Tala kaal, kg	Talastiku kaal, kg
Kahesildeline	IPE 240	74,74	62,43	125,38	11,0	122,8	122,8
Kolmesildeline	IPE 200	43,94	36,72	71,25	13,0	91,8	183,6
Neljasildeline	IPE 180	34,26	28,64	52,18	15,0	75,2	225,6
Viiesildeline	IPE 180	27,23	22,78	52,18	12,0	75,2	300,8

Tabelis 5.2 on antud ülevaade abitalade profiilidest, mis leiti arvutustega. Arvutustes sai määravaks deformatsioon, mille max oli 1/250. Kandevoime ei saanud ühelgi juhul määravaks. Materjali poolest kõige otstarbekam on kahesildeline variant. Sobiliku abitalastiku variandi valimisel tuleb vaadata ka millised sisejõud tekivad olemasolevates talades. Olemasolevaid talasid tuleb sel juhul kontrollida igal konkreetses olukorras. Selleks tuleb leida nende talade tegelik ristlõige.

KOKKUVÕTE

Käesolevas magistritöös uuriti Tartu linnas endise saun-pesumajana kasutusel olnud hoone raudbetoonist vahelae seisukorda. Hoone edasisel kasutamisel oli oluline hinnata olemasoleva esimese korruse lae konstruktsiooni säilitamise võimalust.

Hoone ajaloo uurimisel saadi ülevaade tehtud remonttöödest hoones, mida kinnitasid ka konstruktsioonide avamised. Hoone vahelae konstruktsioonid jagati nelja tüüpi, mida iseloomustasid terastalade ja raudbetoonplaadi omavaheline paiknemine ja plaadi enda kuju. Vahelae tüübid olid: 1) ülespoole ribidega raudbetoonplaat, 2) sile raudbetoonplaat tala alumises tasapinnas, 3) sile raudbetoonplaat tala ülemises tasapinnas ja 4) terastaladega sama kõrge betoonplaat. Vahelaele mõjuvad muutuvkoormused kanti läbi raudbetoonplaadi terastaladele, mis toetusid kandeseintele.

Konstruktsioonis oleva betooni tugevuse määramiseks koostati puursüdamike plaan ja võeti vahelaest 22 ja seinast üks puursüdamik. Samaaegselt mõõdeti betooni karboniseerumist, mis näitas, et vahelaes olev betoon oli läbi karboniseerunud. Survekatsetega määrati betoonkärnide survetugevus. Kuna vahelael oli neli erinevat tüüpi konstruktsioone, siis katsekehade arvu ja standardi EVS-EN 13791:2007 järgi arvutati konstruktsioonis oleva betooni survetugevus meetod B järgi. Standardi EN-206-1 esitatud tabeli järgi määrati vahelae betooni survetugevusklassid. Vahelae tüüp 1 oli C16/20 klassiga ja teiste tüüpide betooni tugevus oli C12/15. Igast katsekehast võeti tiheduse määramiseks kolm proovikeha, mille maht määrati vees kaalumise meetodiga. Betooni tihedused grupeeriti vahelae tüüpide järgi, mis olid vahemikus 2141...2188 kg/m³.

Terastaladega vahelaele tehti kaks koormuskatset. Samaaegselt talade koormamisega mõõdeti nende vertikaalsiirdeid mõlemal kolme mõõtekellaga. Koormuskatsetes kasutati koormamiseks veega täidetud anumaid. Maksimaalne koormus koos rakistega oli katsel nr1 9200 l ja katsel nr 2 9900 l vett. Katse nr 1 terastala maksimaalne vertikaalsiire tala keskel oli 2,76 mm ja katse nr 2 talal 7,20 mm. Katse tulemuste analüüsimisel selgus, et vahelae talade ei käitu üksiktaladena. Koormates ühe piirkonna talasid toimus koormuste jagunemine naabertaladele ja vahelae konstruktsioon töötas tervikuna. Käesolevas töös koormute jagunemist naabertaladele ei mõõdetud. Kahe katetulemuse võrdlemisel leiti, et terastalade läbivajumine sõltub talade korrosioonikahjustusest.

Terastalade koormuskatse tulemusi kontrolliti arvutustulemustega. Arvutused tehti EVS-EN 1993-1-1:2006 järgi. Läbipainde epüüri leidmiseks kasutati *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018* arvutusprogrammi. Arvutustega ja katsest saadud tulemuste põhjal koostati läbipainde epüürid, mille kujude võrdlemisel leiti olemasolevate terastalade tööskeemid. Leiti, et vahelae talad töötavad toel momenti vastuvõtva skeemina. Kui terastala oli korrosiooni tõttu kahjustunud, siis töötas ta pigem lihttalana.

Tugevduslahendustena uuriti kahte erinevat lahendust. Esimene oli olemasolevate terastalade tööskeemi muutmata ja teine lahendus oli terastala tööskeemi muutmisega. Esimesel juhul arvutati uue projekteeritava betoonpõranda koostöötamist olemasolevate taladega, moodustades komposiitkonstruktsiooni. Teisel juhul muudeti olemasolevad terastalad erinevate silletega jätkuvtaladeks paigaldades nende alla ristuvad abitalad. Arvutused tehti arvutusprogrammiga ja tulemused kanti tabelisse. Lihttala jätkuvtalaks muutes vähenevad sisejõud oluliselt, mis annab võimaluse suurendada olemasoleva tala kandevõimet. Erinevate silletega jätkuvtala toereaktsioonidest saadud jõudude põhjal arvutati abitalade vajalikud ristlõiked, ette antud tingimustega.

Käesolevas töös täideti püstitatud eesmärgid. Iga renoveerimise juhtumi korral tuleb läheneda objektile individuaalselt. Tulevastel koormuskatsetel on oluline hinnata koormuste jagunemist ka piirnevatele aladele. Selleks tuleb paigaldada mõõtekellad naabertaladele, et mõõta nende vajumeid, Nende tulemuste põhjal saab hinnata koormuste jagunemist vahelae konstruktsioonis. Katseliselt uuritava tala täpsema läbipainde epüüri koostamiseks tuleb talale paigaldada rohkem mõõtekellasid, et saada täpsemat siirete epüüri.

Käesolev magistritöö on praktilise väärtusega, andes ülevaate kuidas viia läbi koormuskatset, leida konstruktsioonide tööskeemid ja uurida betooni omadusi. Töö käigus anti soovitusi vahelae tugevdamiseks.

Kasutatud kirjandus

1. **Eesti I. Tartumaa.** (1925). / Toim. J. Rumma, J. G. Granö, J. V. Veski. Tartu: Eesti Kirjanduse Seltsi kirjastus, lk.442.
2. Eesti Genealoogia Selts. (s.a.). Mõisad: Tartu.
<http://www.genealoogia.ee/tartu/moisad.htm> (02.05.2019)
3. **K. Haljasmets, A. Siim.** (2010). Karlova asundus ja selle liitumine Tartu linnaga - *Akadeemiake*. Nr 8, lk 67-68.
4. Tartu linna kultuuriväärtusega asjade ja mälestiste register. (s.a.).Tehnika.
<https://info.raad.tartu.ee/muinsus.nsf/1a08665f71a538aec2256873003aee76/df2518bacb21197d422569f40028f399?OpenDocument> (02.05.2019)
5. Tartu Linnavalitsuse toimik No 4410. (1939).
6. Tartu linnavalitsuse toimik No 252. (1941).
7. Tartu linnaarhitekti otsus nr 52. (1946).
8. Saun-pesumaja kapitaalremondi Tehniline tööprojekt Pargi tn10, Tartus.
Arhitektuur-ehituslik osa. (1964).
9. Konstruktsiooni betooni katsetamine. (2010). Osa 1: Puursüdamikud Võtmine, ülevaatus ja survekatse. Eesti standard EVS-EN 12504-1:2009. Tallinn: Eesti standardi keskus.
10. Kivistunud betooni katsetamine. (2010). Osa 3: Katsekehade survetugevus. Eesti standard EVS-EN 12390-3:2009. Tallinn: Eesti standardikeskus.
11. Kivistunud betooni katsetamine. (2010). Osa 7: Kivistunud betooni tihedus. Eesti standard EVS-EN 12390-7:2009. Tallinn: Eesti standardikeskus.
12. **Kiviste, M.** Ehitusmaterjalid. Laboratoorsete tööde juhend. Tartu 2010.
13. Betooni survetugevuse hindamine konstruktsioonides ja valmistoodetes. (2010). Eesti standard EVS-EN 13791:2007. Tallinn: Eesti standardikeskus.
14. GOST 8829-85. (1986). Konstruktsi i isdelia betonnoi i selesobetonnoi sbornoi. Moskva.
15. **A.Klein.** (1931). Ehitusõpetus. Käsiraamat majaehitajale. Tallinn, lk. 74.
16. **Rohusaar, J., Mägi, R., Masso, T., Talvik, I., Jaaniso. V., Otsmaa, V., Voltri V., Loorits, K., Peipmann, T., Pukk, O., Hartšuk, V.** (2010). Ehituskonstruktori käsiraamat. (2. tr). Tallinn: Ehitame kirjastus. 576 lk.
17. Eurokoodeks 3: Teraskonstruktsioonide projekteerimine“. (2006). Eesti standard EVS-EN 1993-1-1:2006. Tallinn: Eesti standardikeskus.

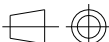
18. Concrete repair. A Practical guide. (2011). / Toim. M. G. Grantham. Taylor and Francis. Lk 12-13.
19. **Maari Idnurm.** „Ehitiste restaureerimine“ loengu materjalid. Tallinn, 2015.
20. **Moskvin V. M.** Korrozija armatuurõ v betoon. Stroitelnaja promõslennost., Nr 12, 1951, lk 15-17, viidatud: Kiviste, M. 2004. Armatuurterase korrosioon ja selle mõju ribipaneelide kandevõimele, lk 41 vahendusel.
21. Ehituskonstruksioonide koormused Osa 1-1: Üldkoormused. Mahukaalud, omakaalud, hoonete kasuskoormused. (2002). EVS-EN 1991-1-1:2002+NA:2002. Tallinn: Eesti standardikeskus.
22. Ehituskonstruksioonide projekteerimise alused. (2002). Eesti standard EVS-EN 1990:2002+NA:2002. Tallinn: Eesti standardikeskus.
23. **EPN-ENV 4.1.1.** Komposiitkonstruktsioonid Osa 1. Hoonete komposiitkonstruktsioonide projekteerimise üldeeskirjad. Eesti ehitusteave, 1997.
24. Neville A. M. Properties of concrete. Fourth edition. Essex, UK: Pearson Education Limited, 2005. 844p, viidatud: Onton, H. 2008. Investigation of the causes of deterioration of old reinforced concrete constructions and possibilitied of their restoration, lk 26 vahendusel.
25. **K. Õiger.** (2012). „Ehitiste Renoveerimine“. Tallinn: TTÜ kirjastus. 302 lk.
26. Betoon. Spetsifitseerimine, toimivus, tootmina ja vastavus. (2016). Eesti standard EVS-EN 206:2014+A1:2016. Tallinn: Eesti standardikeskus.
27. **T.Masso.** (1980). Ehituskonstruktori käsiraamat. Tallinn: Valgus. 574 lk.

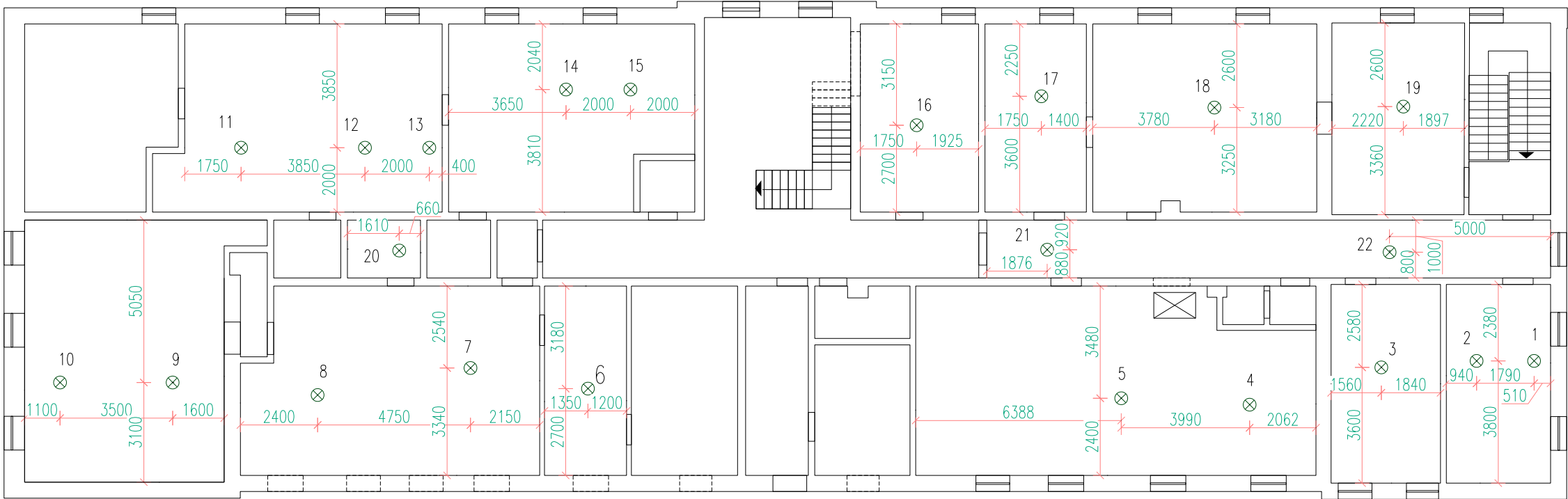
Lisad

- Lisa 1 Joonised**
- Lisa 2 Betoonkärnide survekatsete protokollid**
- Lisa 3 Betooni tiheduse määramine**
- Lisa 4 Koormuskatse protokollid**
- Lisa 5 Jätkuvtala arvutusskeemid**
- Lisa 6 Abitala arvutusskeemid**
- Lisa 7 Abitala kandevõime kontrollid**
- Lisa 8 Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks**

150



				Objekt	SAUN-PESUMAJA, Pargi tn. 10, TARTU
	Nimi	Allkiri	Kuupäev	Nimetus	I K VAHELAE TALASTIKU PLAAN
Koostas	J.Saarepuu		31.05.2019		
Juhendas					
EESTI MAAÜLIKOOL			Leht 1	Mõõtkava 1:150	JOONIS L1-1



⊗ –Puursüdamiku võtmise asukoht ø104mm nr 1...22

			Objekt SAUN–PESUMAJA, Pargi tn. 10, TARTU	
	Nimi	Alkiri	Kuupäev	Nimetus II TEISELT KORRUSELT VÕETUD PUURSÜDAMIKE PLAAN
Koostas	J.Saarepuu		31.05.2019	
Juhendas				
EESTI MAAÜLIKOOL			Leht 2	Mõõtkava 1:150
			JOONIS L1–2	

Lisa 2

Tabel L2-1. Betoonkärnide survekatse protokoll

Nr	Katse- keha tähis	Gabariitmõõdud		Purunemis- koormus kN	Surve- tugevus MPa	Kern572- 45	Kern FK8	Purunemispilt		Katsekeha kuju parandamine	Täitematerjali maks. terasuurus	Esinevad defektid
		Läbimõõt mm	Pikkus mm			Kaal g	Kaal g	Rahul- dav puru- nemine	Mitte- rahul- dav puru- nemine			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1A	102	101	247,5	30,9	1805,8	1805,8	X		2 O.V.	49x28	Pikipragu läbi katsekeha
2	2A	101	101	71,9	9,0	1726,4	1726,4	X		2 O.V.	19x18	
3	3A	103	101	260,2	32,5	1828,4	1828,3		H	2 O.V.	25x38	
4	6A	103	99	171,6	22,3	1741,0	1740,9	X		Lihvimine	29x30	Ühes otsas 8mm lubikrohvi kiht
5	8A	102	102	225,5	27,6	1914,6	1914,5	X		2 O.V.	80x33	
6	9A	102	103	150,0	18,0	1793,0	1793,0	X		Lihvimine	44x24	
7	10A	101	100	195,1	24,9	1781,6	1781,5	X		1 O.V. Ja lihv.	40x43	all otsas suur kivi
8	11A	103	100	227,1	28,9	1773,1	1773,0	X		1 O.V. Ja lihv.	29x21	
9	12A	103	104	166,9	19,7	1824,5	1824,4	X		1 O.V. Ja lihv.	20x16	sarrus d=6
10	13A	103	102	229,3	28,1	1892,2	1892,1	X		1 O.V. Ja lihv.	48x42	
11	14A	102	103	186,6	22,4	1921,8	1921,8		B	1 O.V. Ja lihv.	38x35	sarrus d=10 2tk
12	15A	103	101	237,8	29,7	1814,6	1814,5	X		2 O.V.	34x22	

Tabel L2-1 jätk. Betoonkärnide survekatse protokoll

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
13	16A	103	102	227,5	27,9	1848,8	1848,7		B	2 O.V.	47x32	
14	17A	103	101	169,9	21,2	1885,6	1885,6	X		1 O.V. Ja lihv.	31x17	all põhjas elektrikinnitus klamber, puur d=16mm
15	18A	102	104	113,6	13,4	1926,4	1926,5	X		1 O.V. Ja lihv.	62x56	Põhi alt kergelt ümar, ei toetunud täispinnaga peale
16	19A	103	105	136,6	15,8	1899,3	1899,2		B	2 O.V.	21x14	ühe otsa valu 06.03 bet. Kivistus 5h.
17	20A	102	99	65,3	8,5	1530,9	1530,8	X		Lihvimine	12x9	
18	21A	103	102	318,2	39,0	1924,9	1924,8		B	1 O.V. Ja lihv.	37x30	
19	22A	103	102	380,8	46,6	1936,5	1936,4	X		1 O.V. Ja lihv.	90x20	
20	SS1	103	105	221,5	25,6	1909,6	1909,5	X		1 O.V. Ja lihv.	54x39	
21	SS2	103	103	190,2	22,8	1916,4	1916,1	X		2 O.V.	97x20	Suur täitem.,tühikud vahel
22	SS3	103	103	148,8	17,9	1884,6	1884,2	X		1 O.V. Ja lihv.	46x42	
23	SS4	103	104	131,2	15,5	1972,1	1971,9	X		1 O.V. Ja lihv.	56x54	
24	SS5	103	104	249,6	29,4	1956,8	1956,6	X		1 O.V. Ja lihv.	48X35	
25	SS6	103	104	234,9	27,7	2021,3	2021,1	X		1 O.V. Ja lihv.	64x31	

Lisa 3

Tabel L3-1. Betooni tiheduse määramine

Katse-keha nr	Proov nr	Proovi mass m, g	Parafiinitu d proovi mass g	Parafiini ruumala V_{paraf} , cm^3	Parafiinitu d proovi mass vees g	Parafiinitu d proovi ruumala $V_{0+\text{paraf}}$, cm^3	Proovikeha ruumala V_0 , cm^3	Tihedus ρ_0 , kg/m^3
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1A	1	42,4	44,0	1,78	22,8	21,24	19,46	2,178
	2	29,9	30,5	0,67	15,7	14,83	14,16	2,111
	3	38,3	39,3	1,11	20,7	18,64	17,53	2,185
2A	1	37,0	37,9	1,00	20,4	17,54	16,54	2,238
	2	25,5	26,2	0,78	13,3	12,93	12,15	2,099
	3	53,2	54,2	1,11	28,7	25,55	24,44	2,177
3A	1	48,8	50,0	1,33	26,6	23,45	22,11	2,207
	2	45,5	47,0	1,67	25,1	21,94	20,28	2,244
	3	56,6	57,5	1,00	30,8	26,75	25,75	2,198
6A	1	42,5	43,8	1,44	23,0	20,84	19,40	2,191
	2	54,4	55,5	1,22	29,3	26,25	25,03	2,173
	3	80,5	82,3	1,94	43,7	38,63	36,68	2,194
8A	1	66,2	67,7	1,67	36,5	31,26	29,60	2,237
	2	79,2	80,5	1,44	43,2	37,37	35,93	2,204
	3	94,5	96,3	2,00	52,2	44,19	42,19	2,240
9A	1	30,7	31,5	0,89	16,4	15,13	14,24	2,156
	2	39,5	40,5	1,11	21,0	19,54	18,43	2,143
	3	39,0	40,0	1,11	20,3	19,74	18,63	2,094
10A	1	24,1	25,3	1,28	13,3	11,97	10,70	2,253
	2	37,0	38,2	1,33	20,3	17,94	16,60	2,229
	3	16,8	17,5	0,78	8,6	8,92	8,14	2,064
11A	1	92,7	98,9	6,89	47,8	51,20	44,31	2,092
	2	60,0	66,2	6,89	30,3	35,97	29,08	2,063
	3	46,5	54,2	8,56	25,7	28,56	20,00	2,325
12A	1	42,4	44,2	2,00	22,0	22,24	20,24	2,094
	2	33,7	34,9	1,33	17,6	17,33	16,00	2,106
	3	48,6	50,5	2,11	25,2	25,35	23,24	2,091
13A	1	25,0	26,1	1,22	13,8	12,32	11,10	2,252
	2	42,0	43,3	1,44	23,1	20,24	18,80	2,235
	3	26,7	27,7	1,11	14,7	13,03	11,91	2,241
14A	1	61,2	62,6	1,56	33,8	28,86	27,30	2,242
	2	36,6	37,6	1,11	19,3	18,34	17,23	2,125
	3	23,9	24,6	0,78	12,6	12,02	11,25	2,125

Tabel L3-1 jätk. Betooni tiheduse määramine

1	2	3	4	5	6	7	8	9
15A	1	47,2	49,1	2,11	25,5	23,65	21,54	2,192
	2	82,3	85,4	3,44	45,3	40,18	36,74	2,240
	3	62,0	64,3	2,56	31,5	32,87	30,31	2,046
16A	1	72,4	75,3	3,22	39,2	36,17	32,95	2,197
	2	69,1	71,5	2,67	37,3	34,27	31,60	2,187
	3	118,6	122,0	3,78	64,0	58,12	54,34	2,183
17A	1	41,8	42,9	1,22	22,7	20,24	19,02	2,198
	2	61,4	63,1	1,89	33,5	29,66	27,77	2,211
	3	30,0	31,0	1,11	16,4	14,63	13,52	2,219
18A	1	69,7	71,6	2,11	38,7	32,97	30,85	2,259
	2	56,0	57,7	1,89	30,6	27,15	25,27	2,216
	3	103,3	105,6	2,56	57,7	48,00	45,44	2,273
19A	1	36,8	38,1	1,44	19,5	18,64	17,19	2,140
	2	34,2	35,9	1,89	18,0	17,94	16,05	2,131
	3	24,8	25,7	1,00	12,6	13,13	12,13	2,045
20A	1	39,4	41,5	2,33	19,4	22,14	19,81	1,989
	2	27,9	29,2	1,44	13,4	15,83	14,39	1,939
	3	29,2	30,7	1,67	13,9	16,83	15,17	1,925
21A	1	36,6	38,6	2,22	20,2	18,44	16,21	2,257
	2	42,6	44,4	2,00	23,3	21,14	19,14	2,225
	3	27,0	28,1	1,22	15,0	13,13	11,90	2,268
22A	1	32,5	33,8	1,44	17,6	16,23	14,79	2,198
	2	49,9	51,6	1,89	28,1	23,55	21,66	2,304
	3	34,6	35,8	1,33	18,5	17,33	16,00	2,162
SS1	1	25,2	26,8	1,78	13,2	13,63	11,85	2,127
	2	39,6	41,9	2,56	21,2	20,74	18,19	2,178
	3	31,5	32,8	1,44	16,7	16,13	14,69	2,145
SS2	1	62,0	65,2	3,56	34,4	30,86	27,31	2,271
	2	31,6	33,5	2,11	16,7	16,83	14,72	2,146
	3	40,5	42,4	2,11	22,1	20,34	18,23	2,222
SS3	1	46,0	47,9	2,11	24,7	23,25	21,14	2,176
	2	108,2	112,1	4,33	60,8	51,40	47,07	2,299
	3	61,5	65,0	3,89	32,5	32,57	28,68	2,145
SS4	1	29,0	30,5	1,67	15,9	14,63	12,96	2,237
	2	78,9	83,4	5,00	41,3	42,18	37,18	2,122
	3	52,6	54,4	2,00	29,1	25,35	23,35	2,253

Tabel L3-1 jätk. Betooni tiheduse määramine

1	2	3	4	5	6	7	8	9
SS5	1	24,8	25,6	0,89	13,7	11,92	11,03	2,247
	2	61,7	64,2	2,78	34,6	29,66	26,88	2,295
	3	35,9	38,2	2,56	19,0	19,24	16,68	2,152
SS6	1	46,2	47,8	1,78	26,6	21,24	19,46	2,374
	2	53,9	55,6	1,89	30,5	25,15	23,26	2,317
	3	68,0	70,1	2,33	38,6	31,56	29,23	2,326

Lisa 4

Tabel L4-1. Koormuskatse nr 1 katseprotokoll

Kuup.	Koormuse liik		Mõõtekellad lugem (mm)												Märkused
	Lisanduv koormus	Koormus kokku	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	
			1.1		1.2		1.3		2.1		2.2		2.3		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
17.aug	0	0	93,88		4,64		1,10		92,68		2,93		2,73		
	470	470	93,88	0,00	4,56	-0,08	1,11	0,01	92,68	0,00	3,03	0,10	2,73	0,00	5 anumat peal
	700	1170	93,89	0,01	4,70	0,06	1,11	0,01	92,68	0,00	3,22	0,29	2,73	0,00	
	700	1870	93,89	0,01	4,82	0,18	1,11	0,01	92,68	0,00	3,39	0,46	2,73	0,00	
	700	2570	93,89	0,01	4,87	0,23	1,12	0,02	92,68	0,00	3,55	0,62	2,73	0,00	
	700	3270	93,90	0,02	5,04	0,40	1,14	0,04	92,68	0,00	3,72	0,79	2,74	0,01	
	700	3970	93,91	0,03	5,23	0,59	1,16	0,06	92,68	0,00	3,88	0,95	2,77	0,04	
	700	4670	93,91	0,03	5,40	0,76	1,17	0,07	92,68	0,00	4,08	1,15	2,78	0,05	
	700	5370	93,91	0,03	5,67	1,03	1,17	0,07	92,68	0,00	4,27	1,34	2,78	0,05	
18.aug	0	5370	93,91	0,03	5,67	1,03	1,11	0,01	92,68	0,00	4,26	1,33	2,75	0,02	Hommiku näit
	100	5470	93,98	0,10	5,83	1,19	1,23	0,13	92,71	0,03	4,46	1,53	2,85	0,12	2 Lisa mahutit
	700	6170	93,96	0,08	5,94	1,30	1,23	0,13	92,71	0,03	4,64	1,71	2,85	0,12	
	700	6870	93,96	0,08	6,11	1,47	1,24	0,14	92,71	0,03	4,81	1,88	2,85	0,12	
	700	7570	93,96	0,08	6,18	1,54	1,25	0,15	92,71	0,03	4,97	2,04	2,85	0,12	
	-2000	5570	93,64	-0,24	6,06	1,42	1,18	0,08	92,71	0,03	4,62	1,69	2,81	0,08	2000L maha võetud
21.aug	0	5570	93,92	0,04	5,96	1,32	1,18	0,08	92,70	0,02	4,64	1,71	2,84	0,11	Hommiku näit
	600	6170	93,92	0,04	6,01	1,37	1,18	0,08	92,70	0,02	4,70	1,77	2,85	0,12	5 lisa mahutit + karkass
	700	6870	93,92	0,04	6,04	1,40	1,17	0,07	92,70	0,02	4,82	1,89	2,85	0,12	
	700	7570	93,92	0,04	6,25	1,61	1,17	0,07	92,70	0,02	4,98	2,05	2,85	0,12	
	700	8270	93,92	0,04	6,45	1,81	1,18	0,08	92,70	0,02	5,16	2,23	2,85	0,12	
	700	8970	93,92	0,04	6,54	1,90	1,19	0,09	92,70	0,02	5,35	2,42	2,85	0,12	
	700	9670	93,92	0,04	6,82	2,18	1,19	0,09	92,70	0,02	5,52	2,59	2,88	0,15	

Tabel L4-1 jätk. Koormuskatse nr 1 katseprotokoll

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	700	10370	93,92	0,04	6,96	2,32	1,21	0,11	92,70	0,02	5,69	2,76	2,89	0,16	Maksimaalne koormus
	-4200	6170	93,92	0,04	6,64	2,00	1,20	0,10	92,70	0,02	5,20	2,27	2,87	0,14	4200L maha võetud
22.aug	0	6170	93,92	0,04	6,63	1,99	1,18	0,08	92,70	0,02	5,20	2,27	2,87	0,14	h. näit +5 a. ja II k. karkass
	-700	5470	93,91	0,03	6,00	1,36	1,13	0,03	92,70	0,02	4,59	1,66	2,83	0,10	5000L ja II k veenõud
	-5000	470	93,90	0,02	4,69	0,05	1,05	-0,05	92,70	0,02	3,30	0,37	2,75	0,02	5000L maha võetud
	-470	0	93,89	0,01	4,51	-0,13	1,04	-0,06	92,70	0,02	3,12	0,19	2,73	0,00	ilma koormuseta

Tabel L4-2. Koormuskatse nr 2 katseprotokoll

Kuup.	Koormuse liik		Mõõtekellad lugem (mm)												Märkused
	Lisanduv koormus	Koormus kokku	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	Lugem	Vajum	
			1.1		1.2		1.3		2.1		2.2		2.3		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
22.aug	0	0	1,07		0,19		2,24		1,07		1,54		3,14		
	470	470	1,09	0,02	0,54	0,35	2,24	0,00	1,10	0,03	1,91	0,37	3,18	0,04	5 mahutit peal
	700	1170	1,11	0,04	0,80	0,61	2,26	0,02	1,12	0,05	2,18	0,64	3,20	0,06	
	700	1870	1,14	0,07	1,09	0,90	2,30	0,06	1,15	0,08	2,55	1,01	3,26	0,12	
	700	2570	1,20	0,13	1,49	1,30	2,36	0,12	1,20	0,13	2,88	1,34	3,29	0,15	
	700	3270	1,23	0,16	1,86	1,67	2,40	0,16	1,25	0,18	3,32	1,78	3,35	0,21	
	700	3970	1,27	0,20	2,22	2,03	2,46	0,22	1,29	0,22	3,64	2,10	3,45	0,31	
	700	4670	1,32	0,25	2,51	2,32	2,51	0,27	1,35	0,28	3,99	2,45	3,52	0,38	
	700	5370	1,37	0,30	2,96	2,77	2,55	0,31	1,38	0,31	4,46	2,92	3,60	0,46	
	700	6070	1,36	0,29	3,48	3,29	2,62	0,38	1,42	0,35	5,00	3,46	3,69	0,55	5 lisa mahutit
	700	6770	1,36	0,29	3,76	3,57	2,62	0,38	1,42	0,35	5,32	3,78	3,69	0,55	
	700	7470	1,39	0,32	4,15	3,96	2,65	0,41	1,47	0,40	5,68	4,14	3,73	0,59	
	700	8170	1,44	0,37	4,53	4,34	2,67	0,43	1,51	0,44	6,11	4,57	3,79	0,65	
	700	8870	1,49	0,42	4,87	4,68	2,68	0,44	1,56	0,49	6,55	5,01	3,85	0,71	
	-2700	6170	1,41	0,34	3,99	3,80	2,75	0,51	1,46	0,39	5,51	3,97	3,77	0,63	2700L maha võetud
25.aug	0	6170	1,62	0,55	4,84	4,65	3,03	0,79	1,56	0,49	5,93	4,39	3,93	0,79	H. näit+ lam. Jäätm. Osal. peal
	0	6170	1,62	0,55	4,83	4,64	3,03	0,79	1,54	0,47	5,91	4,37	3,94	0,80	Lammutusjätmed eemaldatud
	700	6870	1,60	0,53	4,99	4,80	3,03	0,79	1,55	0,48	6,07	4,53	3,98	0,84	
	700	7570	1,64	0,57	5,30	5,11	3,03	0,79	1,60	0,53	6,37	4,83	4,00	0,86	
	700	8270	1,68	0,61	5,69	5,50	3,03	0,79	1,63	0,56	6,73	5,19	4,04	0,90	
	700	8970	1,73	0,66	6,05	5,86	3,03	0,79	1,69	0,62	7,09	5,55	4,11	0,97	

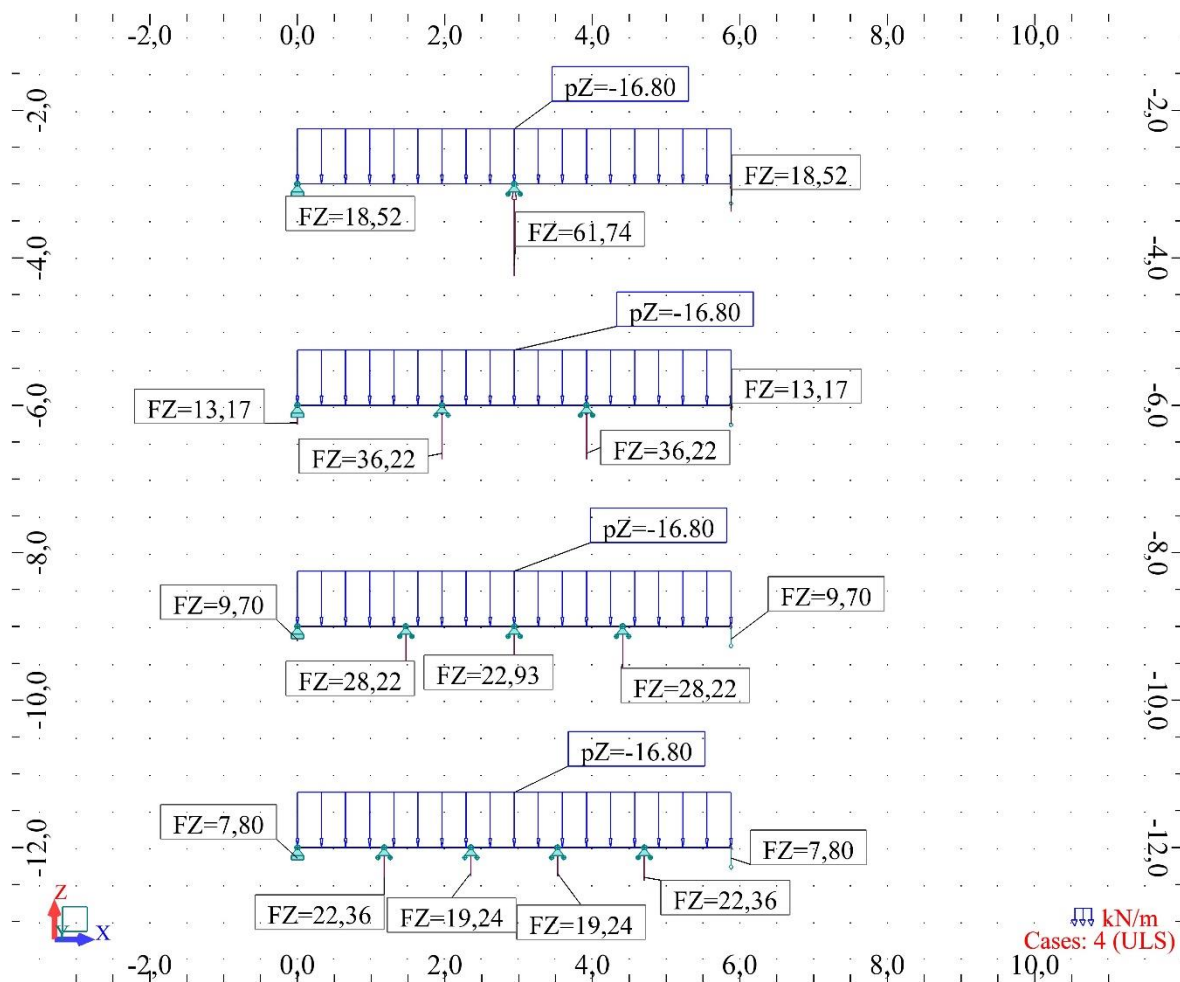
Tabel L4-2 jätk. Koormuskatse nr 2 katseprotokoll

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	700	9670	1,80	0,73	6,47	6,28	3,06	0,82	1,72	0,65	7,56	6,02	4,17	1,03	
25.aug	700	10370	1,84	0,77	6,89	6,70	3,06	0,82	1,74	0,67	7,92	6,38	4,19	1,05	
	700	11070	1,92	0,85	7,39	7,20	3,06	0,82	1,81	0,74	8,46	6,92	4,28	1,14	Maksimaalne koormus
	-4900	6170	1,68	0,61	5,30	5,11	3,22	0,98	1,60	0,53	6,28	4,74	4,00	0,86	4900L maha võetud
	-700	5470	1,62	0,55	4,99	4,80	3,21	0,97	1,56	0,49	5,96	4,42	3,93	0,79	II korruse karkass eemaldatud
	-5000	470	1,21	0,14	2,24	2,05	2,97	0,73	1,22	0,15	3,10	1,56	3,52	0,38	5000L maha võetud
	-470	0	1,18	0,11	1,90	1,71	2,95	0,71	1,19	0,12	2,78	1,24	3,41	0,27	ilma koormuseta

Lisa 5

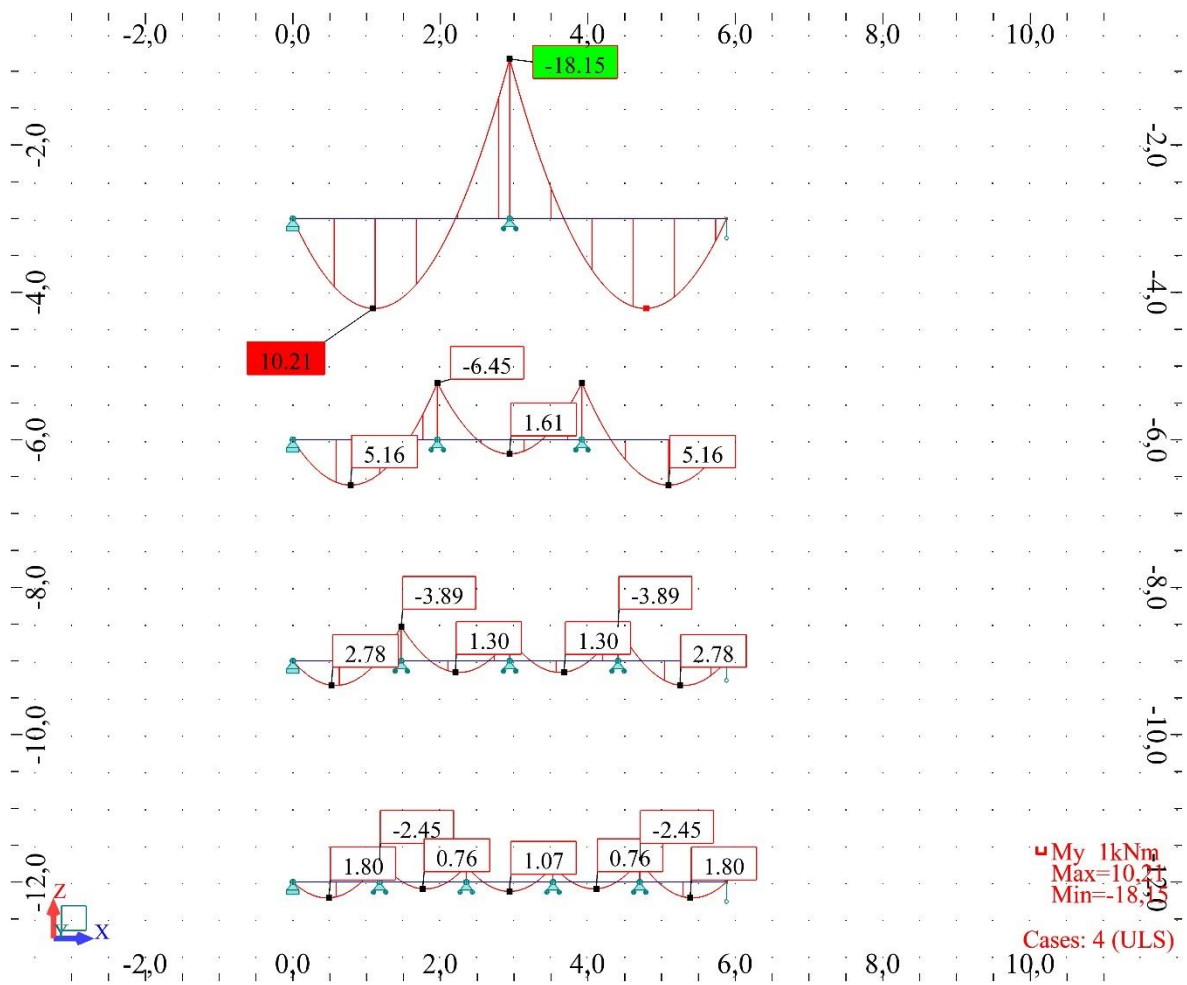
Jätkuvtala arvutuskeemid L5-1

Toereaktsioonid ja koormused



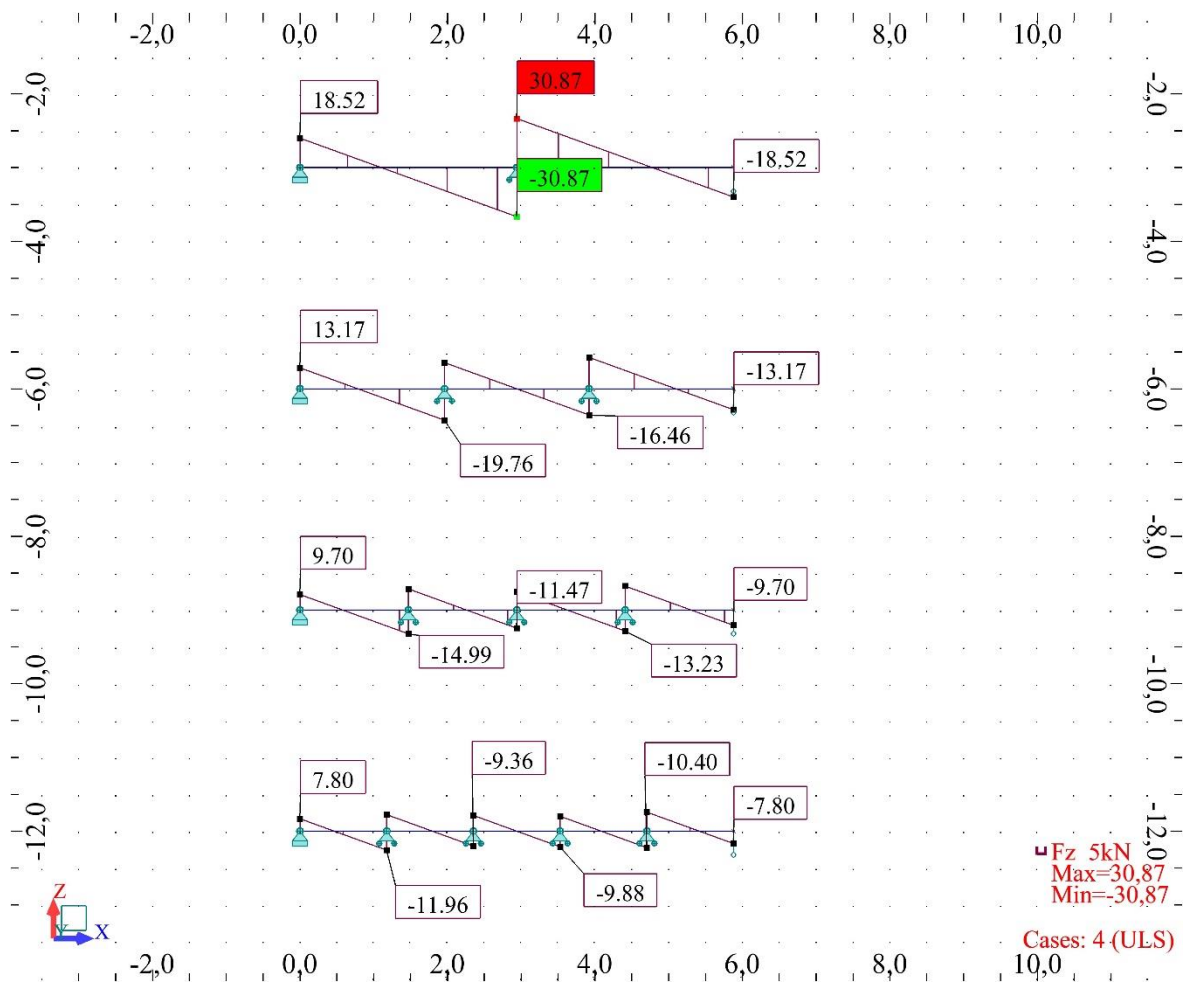
Jätkuvtala arvutuskeemid L5-2

Paindemomendid epüürid



Jätkuvtala arvutuskeemid L5-3

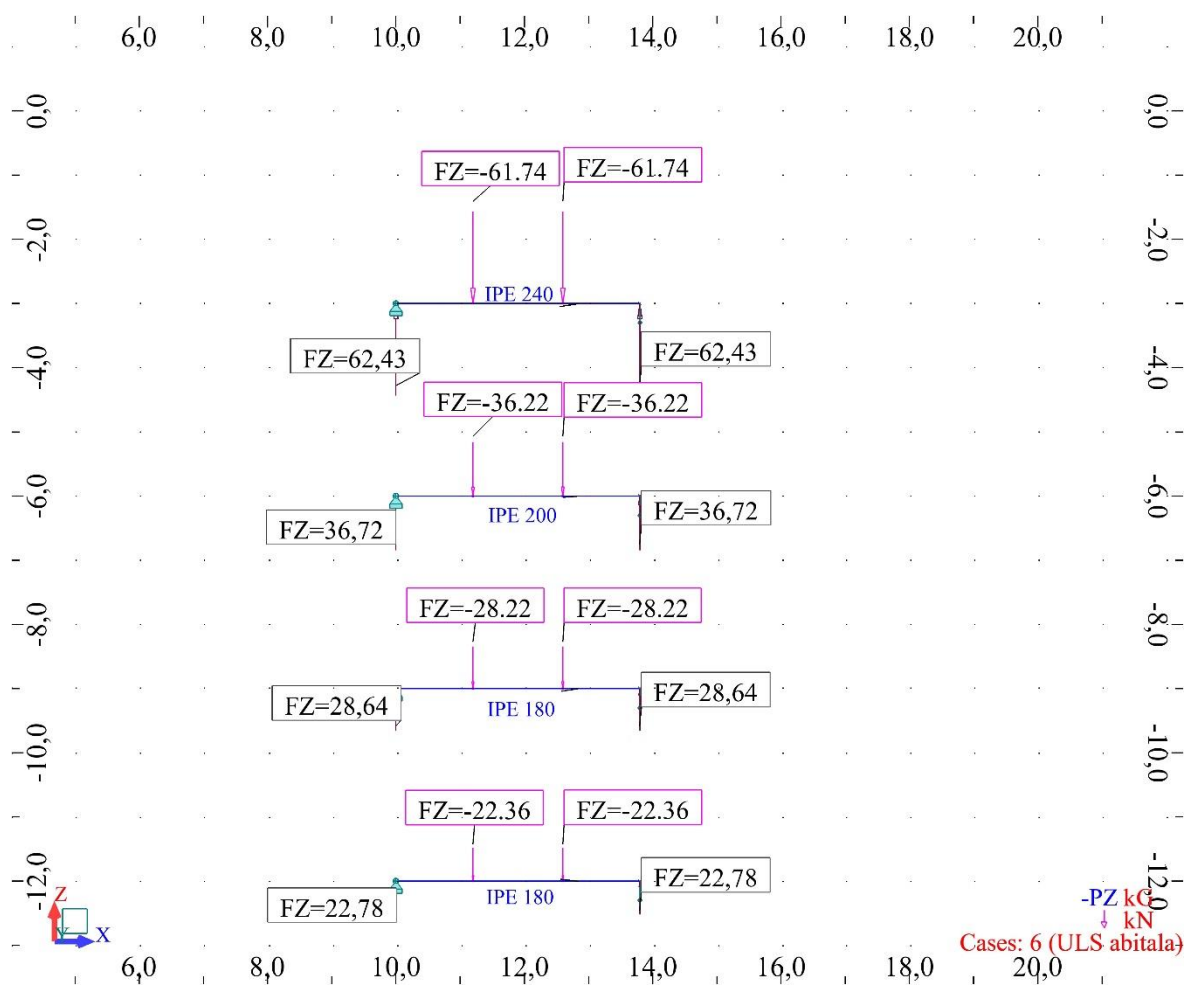
Põikjõu epüürid



Lisa 6

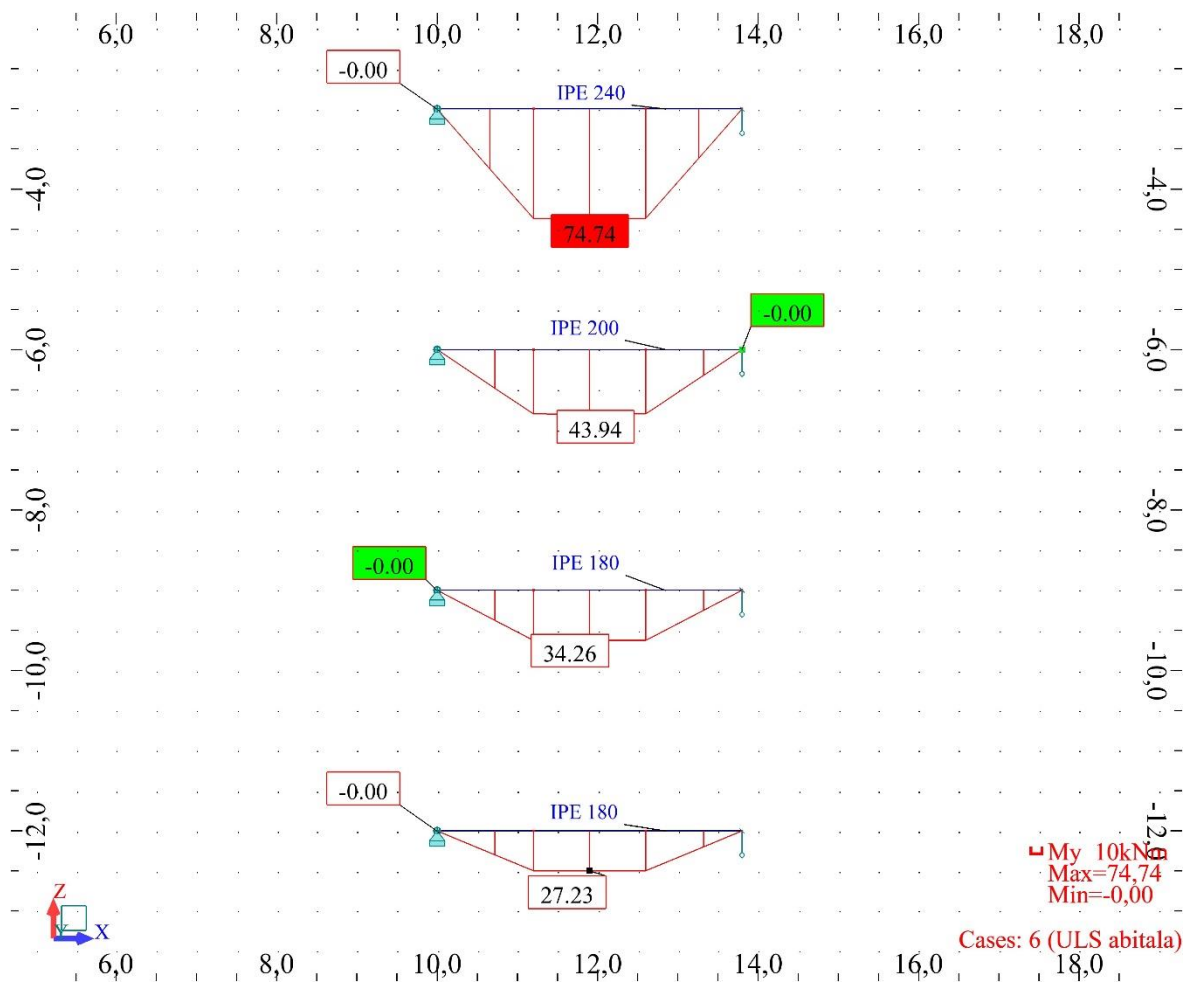
Abitalade arvutusskeemid L6-1

Toereaktsioonid ja koormused



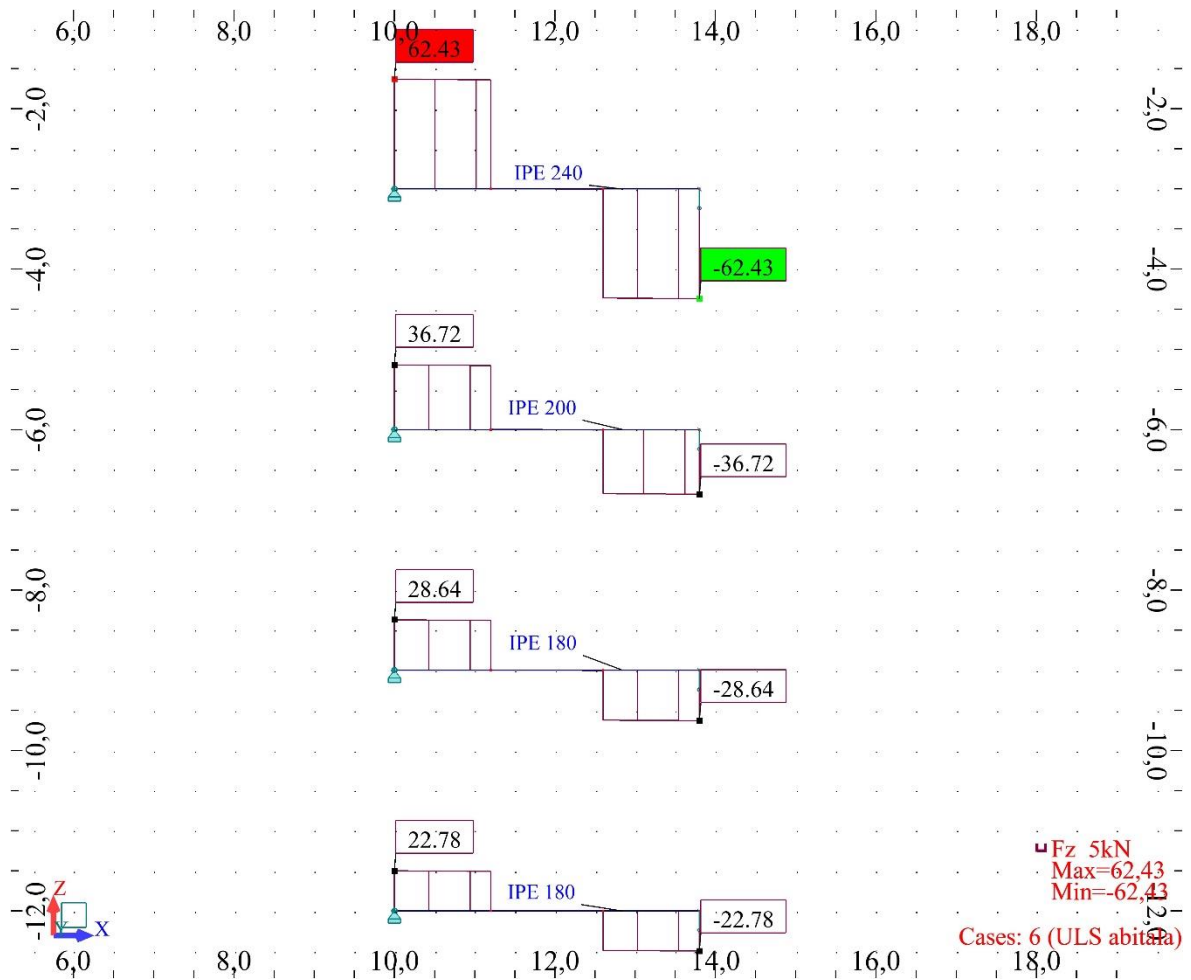
Abitala arvutusskeemid L6-2

Paindemomentide epüürid



Abitala arvutusskeemid L6-3

Põikjõu epüürid



Lisa 7

Abitalade kandevoime arvutus L7-1

Kahesildelise jätkuvtala korral IPE240

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 4

POINT: 1

COORDINATE: $x = 0.32 L =$

1.20 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS abitala 1*1.20+2*1.00

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 240

$h=24.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=12.0$ cm

$A_y=27.31$ cm²

$A_z=19.14$ cm²

$A_x=39.12$ cm²

$t_w=0.6$ cm

$I_y=3891.63$ cm⁴

$I_z=283.63$ cm⁴

$I_x=11.60$ cm⁴

$t_f=1.0$ cm

$W_{ply}=366.68$ cm³

$W_{plz}=73.93$ cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$M_{y,Ed} = 74.65$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 130.17$ kN*m

$M_{y,c,Rd} = 130.17$ kN*m

$V_{z,Ed} = 0.25$ kN

$V_{z,c,Rd} = 392.37$ kN

$M_{b,Rd} = 125.38$ kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 308.53$ kN*m

Curve,LT - b

$X_{LT} = 0.89$

$L_{cr,upp}=1.30$ m

$\lambda_{m,LT} = 0.65$

$\eta_{LT} = 0.70$

$X_{LT,mod} = 0.96$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.57 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

Abitalade kandevoime arvutus L7-1 jätk

$M_y, E_d/M_b, R_d = 0.60 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.1 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/250.00 = 1.5 \text{ cm}$

Verified

Governing Load Case: 7 SLS abitale (1+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): *Not analyzed*

Section OK !!!

Kolmesildelise jätkuvtala korral IPE200

CODE: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 5
1.20 m

POINT: 1

COORDINATE: $x = 0.32 L =$

LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS abitala 1*1.20+2*1.00

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 200

$h=20.0$ cm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=10.0$ cm	$A_y=19.58$ cm ²	$A_z=14.00$ cm ²	$A_x=28.48$ cm ²
$t_w=0.6$ cm	$I_y=1943.17$ cm ⁴	$I_z=142.37$ cm ⁴	$I_x=6.46$ cm ⁴
$t_f=0.9$ cm	$W_{ply}=220.66$ cm ³	$W_{plz}=44.61$ cm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$M_{y,Ed} = 43.87$ kN*m	
$M_{y,pl,Rd} = 78.33$ kN*m	
$M_{y,c,Rd} = 78.33$ kN*m	$V_{z,Ed} = 0.18$ kN
	$V_{z,c,Rd} = 286.95$ kN
$M_{b,Rd} = 71.25$ kN*m	

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 137.60$ kN*m	Curve,LT - b	$XLT = 0.84$
$L_{cr,upp}=1.30$ m	$\lambda_{m_LT} = 0.75$	$\phi_{i,LT} = 0.77$	$XLT_{mod} = 0.91$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.56 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

Abitalade kandevoime arvutus L7-2 jätk

$M_y, E_d / M_b, R_d = 0.62 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.3 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/250.00 = 1.5 \text{ cm}$

Verified

Governing Load Case: 7 SLS abitala (1+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): *Not analyzed*

Section OK !!!

Neljasildelise jätkuvtala korral IPE180

CODE: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 11

POINT: 1

COORDINATE: $x = 0.32 L =$

1.20 m

LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS abitala 1*1.20+2*1.00

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 180

$h=18.0$ cm

$gM_0=1.00$

$gM_1=1.00$

$b=9.1$ cm

$A_y=16.21$ cm²

$A_z=11.25$ cm²

$A_x=23.95$ cm²

$tw=0.5$ cm

$I_y=1316.96$ cm⁴

$I_z=100.85$ cm⁴

$I_x=4.90$ cm⁴

$tf=0.8$ cm

$W_{ply}=166.42$ cm³

$W_{plz}=34.60$ cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$M_{y,Ed} = 34.21$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 59.08$ kN*m

$M_{y,c,Rd} = 59.08$ kN*m

$V_{z,Ed} = 0.15$ kN

$V_{z,c,Rd} = 230.61$ kN

$M_{b,Rd} = 52.18$ kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 92.20$ kN*m

Curve,LT - b

$X_{LT} = 0.82$

$L_{cr,upp}=1.30$ m

$\lambda_{m,LT} = 0.80$

$\eta_{LT} = 0.81$

$X_{LT,mod} = 0.88$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.58 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.66 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Abitalade kandevojime arvutus L7-3 jätk

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$u_z = 1.5 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 1.5 \text{ cm}$

Verified

Governing Load Case: 7 SLS abitala (1+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): *Not analyzed*

Section OK !!!

Viiesildelise jätkuvtala korral IPE180

CODE: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

ANALYSIS TYPE: *Member Verification*

CODE GROUP:

MEMBER: 12
2.60 m

POINT: 3

COORDINATE: $x = 0.68 L =$

LOADS:

Governing Load Case: 6 ULS abitala 1*1.20+2*1.00

MATERIAL:

S 355 (S 355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: IPE 180

$h=18.0$ cm

$gM0=1.00$

$gM1=1.00$

$b=9.1$ cm

$A_y=16.21$ cm²

$A_z=11.25$ cm²

$A_x=23.95$ cm²

$tw=0.5$ cm

$I_y=1316.96$ cm⁴

$I_z=100.85$ cm⁴

$I_x=4.90$ cm⁴

$tf=0.8$ cm

$W_{ply}=166.42$ cm³

$W_{plz}=34.60$ cm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$M_{y,Ed} = 27.18$ kN*m

$M_{y,pl,Rd} = 59.08$ kN*m

$M_{y,c,Rd} = 59.08$ kN*m

$V_{z,Ed} = -0.15$ kN

$V_{z,c,Rd} = 230.61$ kN

$M_{b,Rd} = 52.18$ kN*m

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 1.00$

$M_{cr} = 92.20$ kN*m

Curve,LT - b

$X_{LT} = 0.82$

$L_{cr,upp}=1.30$ m

$\lambda_{m,LT} = 0.80$

$\eta_{LT} = 0.81$

$X_{LT,mod} = 0.88$

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:



About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.46 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.52 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Abitalade kandevojime arvutus L7-4 jätk

LIMIT DISPLACEMENTS



Deflections (LOCAL SYSTEM):

$uz = 1.2 \text{ cm} < uz_{\text{max}} = L/250.00 = 1.5 \text{ cm}$

Verified

Governing Load Case: 7 SLS abitala (1+3)*1.00



Displacements (GLOBAL SYSTEM): *Not analyzed*

Section OK !!!

Lisa 8

Lihtlitsents lõputöö salvestamiseks ja üldsusele kättesaadavaks tegemiseks ning juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Mina, Jaanus Saarepuu,
(sünnipäev 12/01/79 37901126519)

annan Eesti Maaülikoolile tasuta loa (lihtlitsentsi) enda loodud lõputöö
Raudbetoonist vahelae renoveerimine,

mille juhendaja on prof Jaan Miljan,
salvestamiseks säilitamise eesmärgil,
digiarhiivi DSpace lisamiseks ja
veebikeskkonnas üldsusele kättesaadavaks tegemiseks
kuni autoriõiguse kehtivuse tähtaja lõppemiseni;

olen teadlik, et punktis 1 nimetatud õigused jäävad alles ka autorile;

kinnitan, et lihtlitsentsi andmisega ei rikuta teiste isikute intellektuaalomandi ega
isikuandmete kaitse seadusest tulenevaid õigusi.

Lõputöö autor _____
allkiri

Tartu, 3.06.2019

Juhendaja(te) kinnitus lõputöö kaitsmisele lubamise kohta

Luban lõputöö kaitsmisele.

(juhendaja nimi ja allkiri) (kuupäev)

(juhendaja nimi ja allkiri) (kuupäev)